

ARMIRTER BETON.

1912. APRIL.

INHALT:

Die Hallen des Hauptbahnhofes in Leipzig. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 133.
Beobachtungen beim Ausrüsten einer Eisenbetonbogenbrücke mit drei Gelenken. Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt. Von Professor M. Rudeloff und Ingenieur O. Panzerbieter (Groß-Lichterfelde W.). (Schluß von Seite 91). S. 142.
Abdichtung von Schachtauskleidungen in Beton und Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. F. Baumstark (Dortmund). S. 151.
Ein Beitrag zur Betonfestigkeit. Versuche für den Bau der Berliner Untergrundbahn. Von Guntram Mahir (Friedenau). S. 154.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 158.

Runderlässe des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 9. und 13. Februar 1912. S. 164.

Bericht über die 3. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Beamten Deutschlands. S. 165.

Bericht über die XV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. S. 166.

Mitteilungen der Schriftleitung. S. 166. — Zuschriften an die Schriftleitung. S. 166. — Verschiedene Mitteilungen. S. 168.

DIE HALLEN DES HAUPTBAHNHOFES IN LEIPZIG.

Von Dr.-Ing. F. Kögler,

Regierungsbaumeister im Brückenbaubureau der K. S. Staatseisenbahnen in Dresden.

Nach einem Vortrage des Verfassers im Sächs. Ing.- und Arch.-Verein zu Dresden.

Unter den Bauten, die anlässlich der Zusammenlegung der Leipziger Bahn-Anlagen zu einem Zentralbahnhof notwendig geworden sind, bieten die Bahnsteighallen für den Bauingenieur nächst den Gleisanlagen wohl das meiste Interesse. Sie sollen im folgenden kurz geschildert werden; zunächst muß man dabei auf die Gesamtanlage des zukünftigen Hauptbahnhofes kurz eingehen.

I. Gesamtanordnung.

Die Anlagen für den Personenverkehr (Fig. 1) umfassen 26 Kopfgleise, von denen 13 die preußischen und 13 die sächsischen Linien aufnehmen. In der Hauptsache vor Kopf dieser Gleise, und nur zum ganz geringen Teile an den beiden Außenseiten liegt das Empfangsgebäude. Es hat, entsprechend der Breite des gesamten Verkehrsraumes, eine Frontlänge von 298, also nahezu 300 m; seine geringste Tiefe beträgt etwa 40 m. Ein Querbahnsteig vermittelt den Übergang vom Empfangsgebäude zu den einzelnen, zwischen den Gleisen liegenden Längsbahnsteigen, deren wir für den Personenverkehr im ganzen 14 zählen. Für die Anordnung der Hallen waren nun folgende Gesichtspunkte maßgebend: Die nutzbare Länge der überdachten Bahnsteige sollte etwa 200 m betragen; aus dieser Bedingung und aus der Breite des Querbahnsteigs (von etwa 18 m) folgt, daß im ganzen eine Fläche zu überdachen ist von 215 m Breite und 240 m Länge, also etwa 70 000 qm = 7 ha Inhalt.

Schon in dem Programm für den Wettbewerb um das Empfangsgebäude, der 1906 veranstaltet wurde, war die Halleneinteilung festgelegt (Fig. 2); ausgehend davon, daß auf den Personenbahnsteigen keine Binderfüße stehen sollten, hatte man im ganzen 6 Längshallen vorgesehen, mit etwa 45 m Spannweite; dazu 2 kleinere Hallen an den beiden Längsseiten. Die Ausschreibungsbedingungen legten ferner die Höhe der mittleren Hallen zu 20 m fest; dabei blieb es den Bearbeitern überlassen, die einzelnen Hallen mit je einem Satteldach (1:5) oder alle zusammen mit einem gemeinsamen Satteldach von mindestens 1:30 Neigung zu überdachen; desgleichen war es freigestellt, die Längshallen bis an das Empfangsgebäude heranzuführen, oder den Querbahnsteig mit einer besonderen Dachform zu überbauen. Säulen oder Pfeiler waren auf ihm aber ausgeschlossen.

Diese letztere Bedingung und die ganze Gesamtanlage wies schon mehr oder weniger deutlich darauf hin, daß eine besondere Halle für den Querbahnsteig sich als beste Lösung ergeben würde. Außerdem stand es bei den beiden Verwaltungen schon damals fest, daß ein brauchbarer Vorschlag für die Ausführung der Hallen in Eisenbeton die Billigung der maßgebenden Stellen finden würde.

Zwar waren die Hallen vom Architekten nur soweit zu bearbeiten, als sie die Gesamterscheinung des Gebäudes beeinflussen, und um beurteilen zu können, wieweit ihre bauliche Ausge-

staltung durch den Zusammenhang mit dem Gebäude bestimmt wird; immerhin kam aber dadurch, daß man die Gesamtanordnung der Hallenendigung in den Wettbewerb um das Empfangsgebäude schon mit einbezog, deutlich zum Ausdruck, daß von vornherein für sie mehr künstle-

beibehalten worden; sie verspricht entschieden einen gewaltigen Eindruck zu machen und dürfte ein Wahrzeichen des neuen Hauptbahnhofes Leipzig bilden. Die Perspektive gibt eine Innenansicht der Halle. Über die Einzelheiten der baulichen Ausgestaltung wird noch zu sprechen sein.

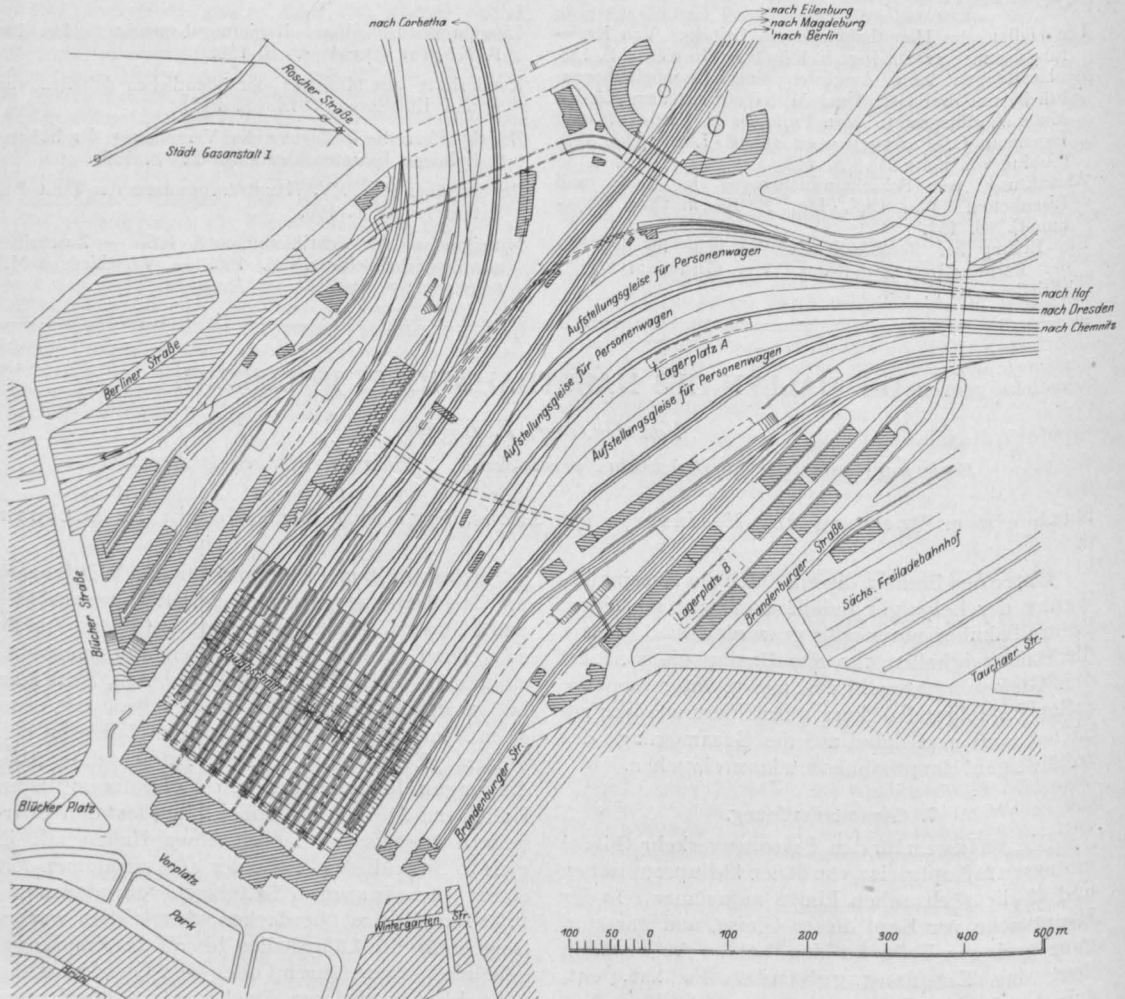


Fig. 1.

Lageplan des neuen Hauptbahnhofes in Leipzig.

rische, als wirtschaftliche Gesichtspunkte maßgebend sein sollten. Der mit dem ersten Preise ausgezeichnete Entwurf der Firma Lossow & Kühne ließ nun die Längshalle schon in einer Entfernung von etwa 35 m vom Empfangsgebäude aufhören (Fig. 2) und überbaute den noch freibleibenden Raum mit einem ungeheuren Tonnengewölbe, dessen Spannweite 34 m und dessen Länge 273 m beträgt; sein Scheitel liegt 29 m über dem Querbahnsteige. Diese Querhalle (Fig. 3) ist von den Verwaltungen für die Ausführung gutgeheißen und

In engstem Zusammenhange mit der Absicht einer wirkungsvollen und künstlerischen Ausgestaltung der Querhalle steht die schwerwiegende Frage nach dem zu wählenden Baustoffe. Jedemfalls war man allerseits der Meinung, daß die Querhalle einen Übergang von der geschlossenen Masse des Empfangsgebäudes zu den feingegliederten eisernen Längshallen bilden sollte.

Da liegt natürlich der Gedanke nahe, sie in Eisenbeton auszuführen, der einen noch massiven Eindruck macht, aber schon eine leichte und ge-

gliederte Bauweise gestattet. Eisen hätte jedenfalls den Plänen der Architekten nur schlecht entsprochen; auch wollte man die Eisenbetonbauweise, nachdem sie für die Längshallen ausgeschieden war, bei der Querhalle zur berechtigten und verdienten Geltung kommen lassen. So entstand der Entschluß, die Querhalle ganz in Eisenbeton auszuführen; allerdings hat sich die rein massive Bauweise im Laufe der Entwurfsarbeit mancherlei Einschränkung gefallen lassen müssen.

Es wäre nun wenig folgerichtig, diese massive Querhalle auf die eisernen Binder der Längshallen zu stützen; das würde jener ihre wuchtige Wirkung nehmen, und auch für diese recht drückend wirken und kostspielig werden; deshalb hat man die letzten Binder der Längshallen gleichfalls massiv vorgesehen. Sie bilden also eine Reihe von Bögen, auf die sich einerseits die Füße der Querhallenbinder, anderseits die Pfetten der eisernen Längshallen stützen. Sie sollen weiterhin als Abschlußbinder bezeichnet werden. Mit den bisherigen Darlegungen dürfte die Gesamtanordnung in ihren Grundzügen klagestellt sein. An deren Festlegung sind außer den beiden Staatseisenbahnverwaltungen noch hauptsächlich beteiligt gewesen die Firmen: Losow & Kühne als künstlerischer Beirat und Dyckerhoff & Widmann, beide in Dresden.

II. Die Querbahnsteighalle.

Zu den Einzelheiten übergehend, soll zuerst die Querhalle besprochen

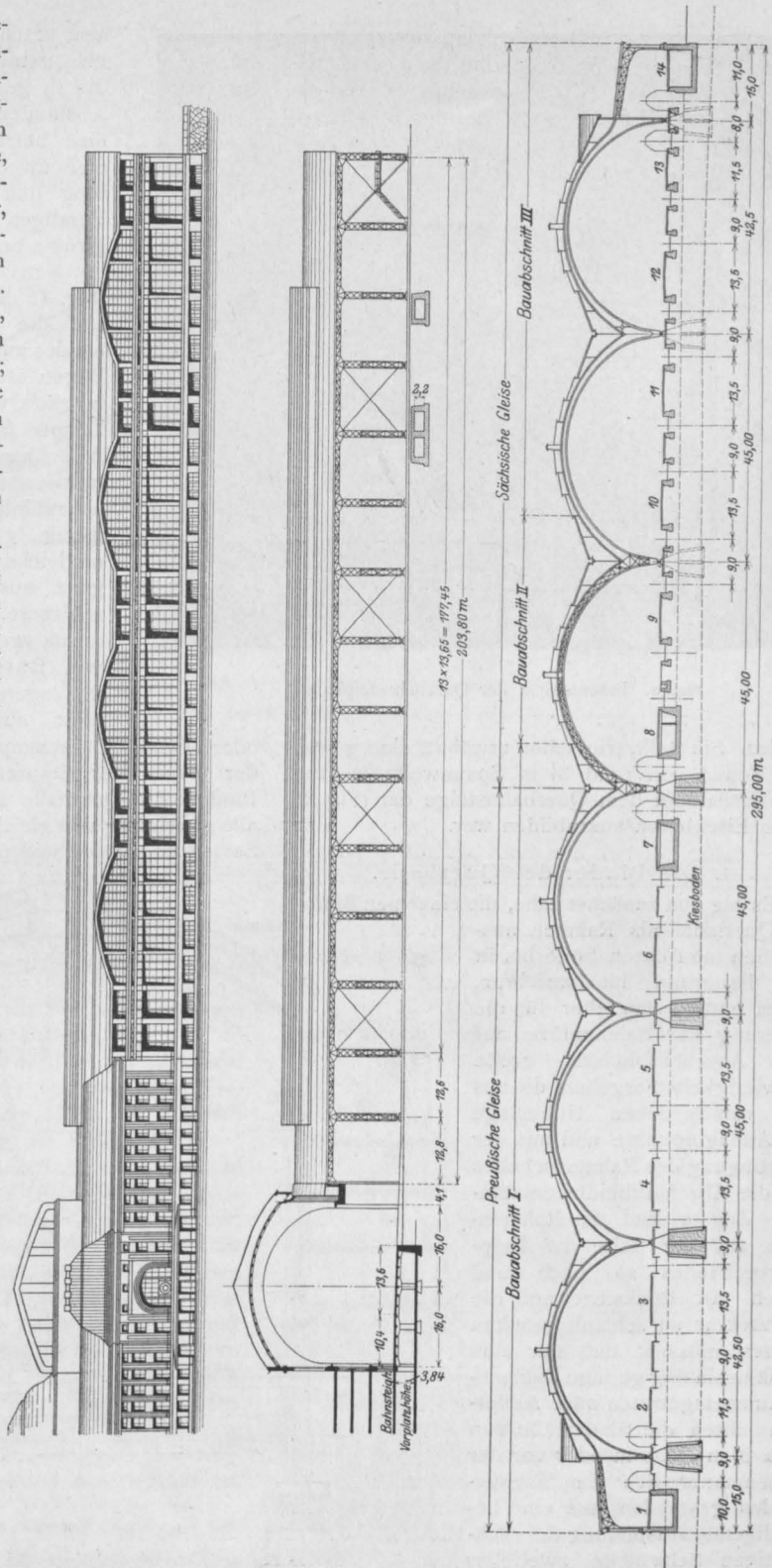


Fig. 2. Erster Entwurf für die Ausgestaltung der Hallen.

Hauptbinder, die je an der Stelle eines Zwischenpfeilers der Abschlußbinder stehen, und die Zwischenbinder, die sich auf den Bogen des Abschlußbinders stützen. Sie unterscheiden sich voneinander nur durch ihre Form und durch die Höhenlage ihrer Stützpunkte. Die Hauptbinder ragen weiter herein in den Innenraum der Quer-

die einzelnen Eisen sind an ihren Stößen durch Schraubenmuffen miteinander verbunden. Das gesamte Eisen für einen Binder wiegt 19,3 t.

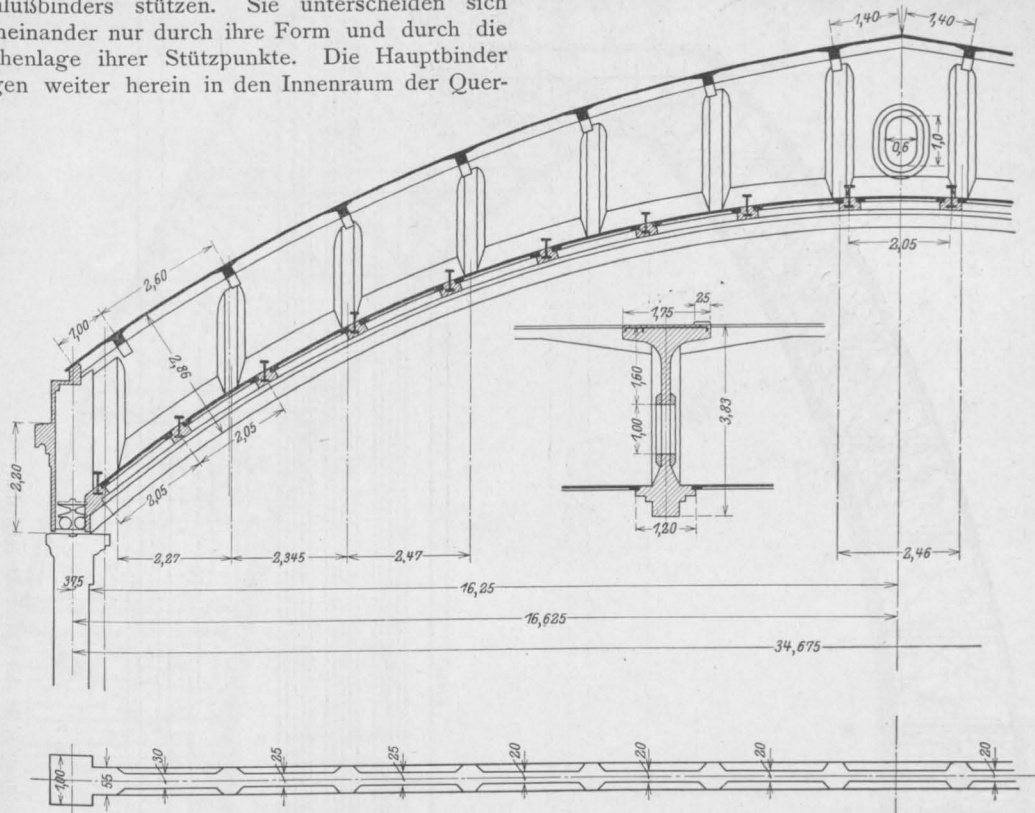


Fig. 5.*)

Zwischenbinder der Querbahnsteighalle.

halle, und haben deshalb auch den bezeichnenden Namen Soffittenbinder erhalten.

In den Fig. 5, 7 u. 8 sind die Formen zu sehen, eine für Balkenträger etwas ungewöhnliche Gestalt. Stützweite 34,5 m; die Höhe im Scheitel 3,83 bzw. 5,55 m. Entfernung der Binder 9 m bzw. 8,50 m. Die Querschnitte weisen die bezeichnende Form der Plattenbalken auf (Fig. 6): ein 1,75 m breiter Druckgurt; die Zugeisen eng beieinander, mit dem Druckgurt durch einen dünnen Steg mit Pfosten verbunden. Entsprechend der großen Spannweite und der großen Binderentfernung sind die Momente in Trägermitte recht erheblich, und zwar rund 1260 bzw. 2000 mt, in der Hauptsache natürlich vom Eigengewicht, also von ruhenden Lasten erzeugt; Winddruck und Schneelast stehen demgegenüber zurück. Die Hauptbewehrung (Fig. 7, 8 und 9) besteht aus Stahleinlagen \varnothing 50 mm in der Zugzone und \varnothing 40 mm in der Druckzone;

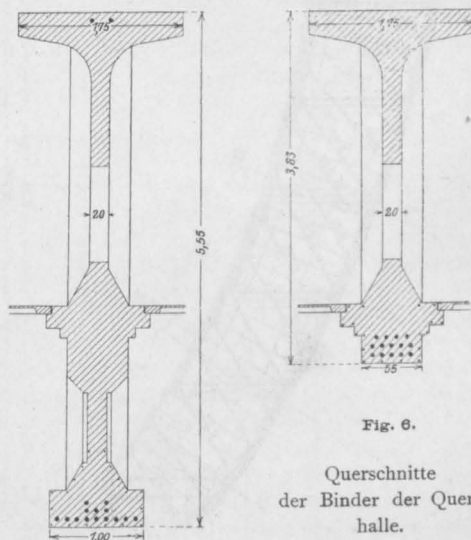


Fig. 6.

Querschnitte
der Binder der Quer-
halle.

*) Für die Ausführung der äußeren Decke gilt die Einzelzeichnung in Fig. 13.

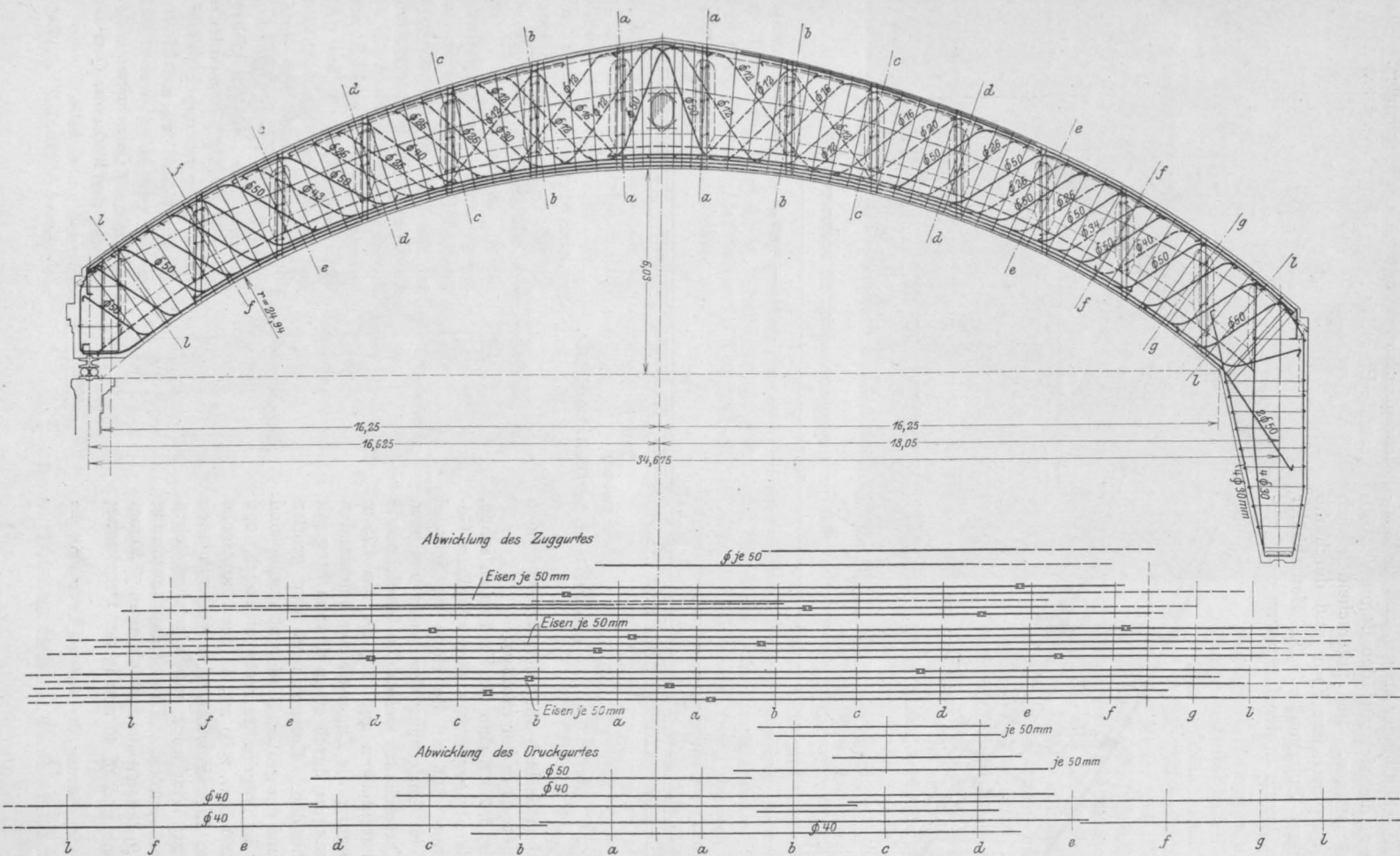


Fig. 7.

Bewehrung eines Zwischenbinders der Querbahnsteighalle

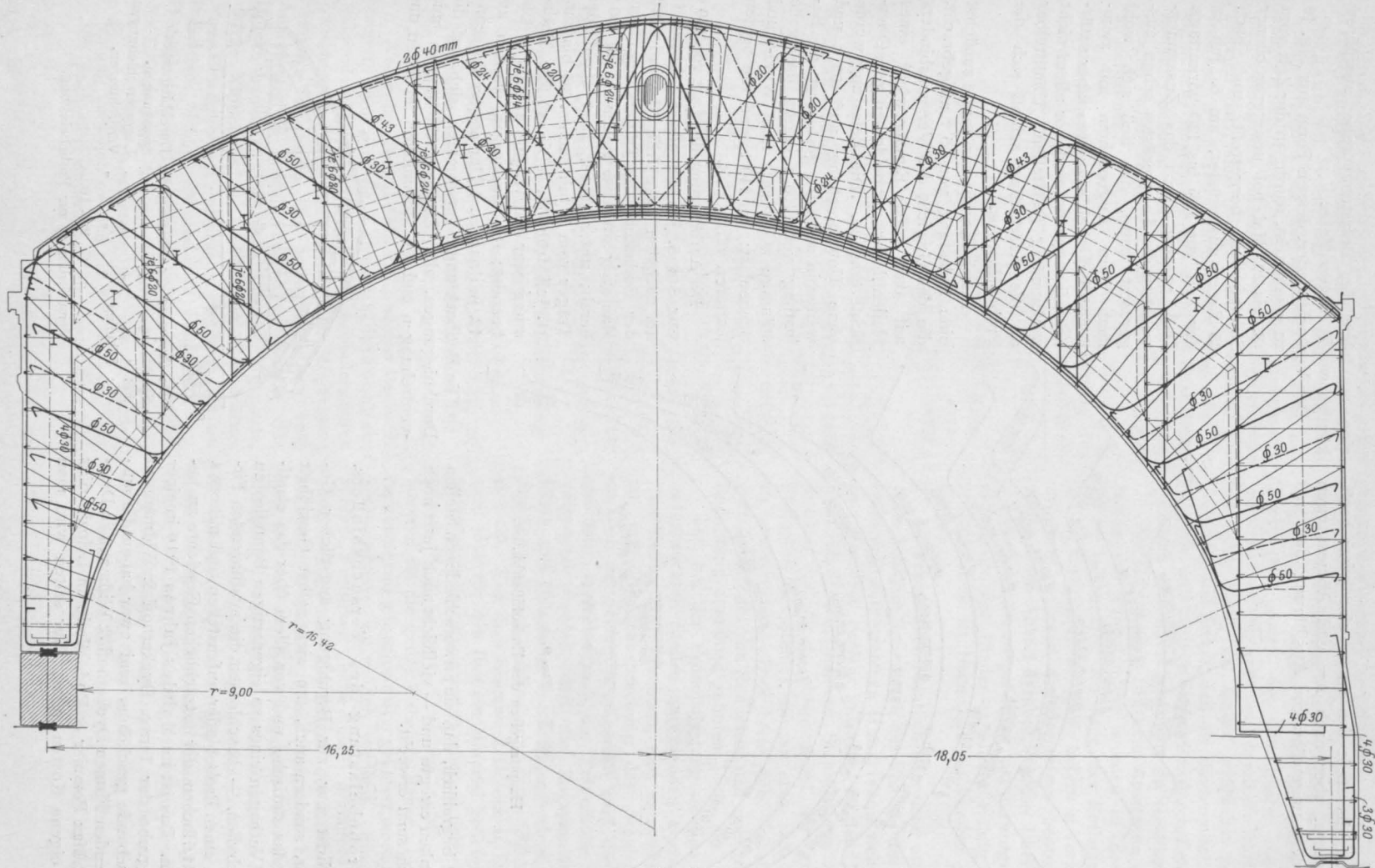


Fig. 8.

Bewehrung eines Endsoffittenbinders der Querbahnsteighalle.

Jedenfalls stellt das Ganze eine zwar hochinteressante, aber nach Art und Abmessungen auch recht ungewöhnliche Ausführung dar, und

eine so lehrreiche Belastungsprobe ausführen können wie in diesem Falle.

Der Versuchsbinder, dessen Form aus Fig. 10 zu ersehen ist, wurde in der Zeit vom 18. bis 20. Mai bei ununterbrochener Stampfarbeit hergestellt und nach 45 Tagen ausgerüstet, am 6. Juli in der Zeit von 11³⁵ bis 12²⁵ vormittags. Daß er sich durch das Zusammen-trocknen des Lehrgerüsts schon ausgerüstet hatte, das ließ sich wohl nach dem Augenschein mit ziemlicher Sicherheit vermuten, aber natürlich nicht genau, und vor allem nicht zahlenmäßig feststellen. Unmittelbar an die Ausrüstung schloß sich die Probebelastung.

Durch Eisenbarren wurde zunächst eine Belastung von 65 t aufgebracht, die das Gewicht des Versuchsbinders auf das volle Eigengewicht eines Hallenbinders mit beiderseitigem Oberlichte erhöhen. Die Belastung wurde ohne Unterbrechung auf 100 t und weiterhin auf 140 t gesteigert; die Belastung von 100 t ergibt das volle ständige Gewicht mit Wind- und Schneelast; bei 140 t sind die beiden letzteren verdoppelt.

Die Aufbringung der Last von 140 t war am 6. Juli abends 8¹⁵ beendet; am nächsten Tage früh 7⁴⁵ wurde mit der Entlastung des Trägers begonnen. Man ging zunächst wieder bis auf 100 t herab; unter dieser Last stand der Träger vom 7. Juli nachm. 3¹⁵ bis zum 11. Juli früh 8⁰⁰. Die völlige Entlastung war am 11. Juli abends 6 Uhr beendet; die Messungen wurden am 12. Juli nachm. 4 Uhr abgeschlossen.

Die Beobachtungen erstreckten sich auf die Durchbiegungen, die Lagerverschiebungen und -verdrehungen und die Spannungen im Eisen und

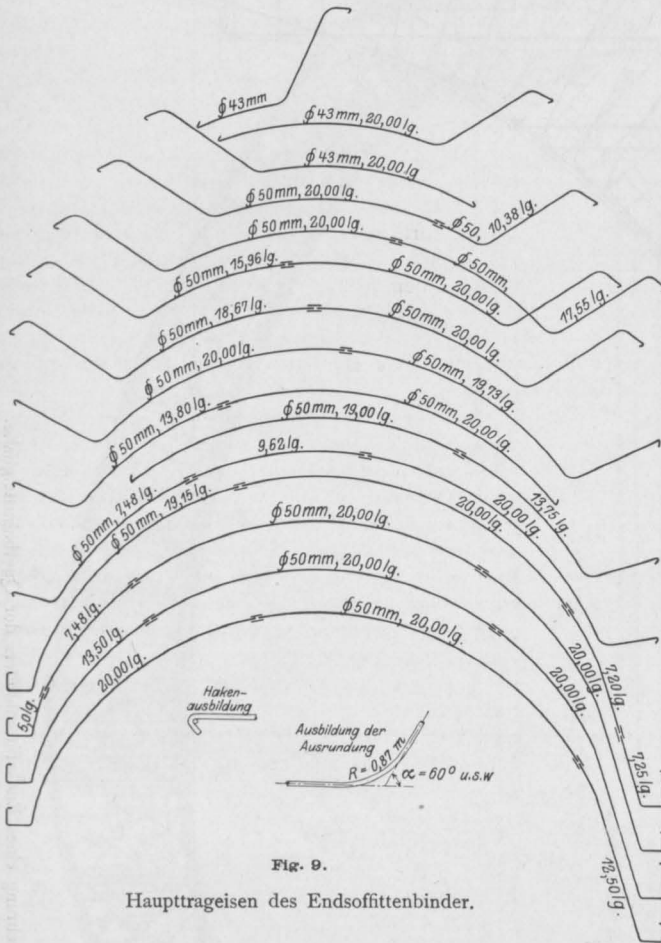


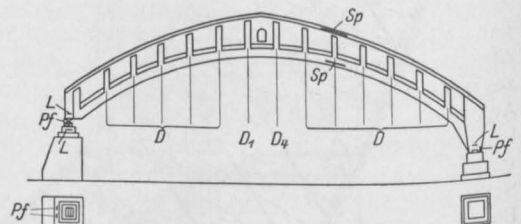
Fig. 9.

Haupttrageisen des Endsoffittenbinders.

es ist begreiflich, daß sie an verschiedenen Stellen Bedenken erregte und — vielleicht auch jetzt noch manchesmal erweckt.

2. Probebelastung des Versuchsbinders.

Nicht nur zur Beruhigung ängstlicher Gemüter, sondern auch, um sich selbst Gewißheit über das statische und vor allem über das elastische Verhalten eines so eigenartigen Bauteiles zu verschaffen, — beschlossen die ausführenden Firmen, einen Probekörper aufzustellen und mit etwa dem 1,5fachen der tatsächlichen Gewichte zu belasten. Das ist im Mai des Jahres 1910 in einer Kiesgrube der Firma Dyckerhoff & Widmann in Cossebaude geschehen, und zwar haben die ausführenden Firmen Dyckerhoff & Widmann in Dresden, Max Pommer & Rud. Wolle in Leipzig dies auf eigene Kosten getan. Nur selten wird man



D: Apparate zur Messung der Durchbiegungen.
Sp: " " " " Spannungen.
Pf: " " " " Lagerverschiebungen.
L: Libellen " " " " Verdrehungen.

Fig. 10.

Versuchsbinder zur Probebelastung.

im Beton. Die Ergebnisse sind auszugsweise in der Tabelle zusammengestellt. Aus den gemessenen Spannungen lassen sich nur sehr unsichere Schlüsse ziehen, da der Binder, wie man aus dem großen Unterschiede zwischen gerechneter und gemessener Spannung mit Sicherheit entnehmen darf, sich infolge des Schwindens der Rüstung zum Teil schon selbst trug, als die eigentliche Ausrüstung und damit die Spannungsmessung begann. Bei der Berechnung der Spannungen in der Tabelle ist der Beton im Zuggurt mitgerechnet.

Auszug aus den bei der Probelastung des Versuchsbinders gewonnenen Ergebnissen.

Zeit	Be- lastungs- zustand	Durchbiegung	Lagerver- schiebung	Spannungen		
				Beton- spannungen		Eisen- spannung
				im Druck- gurt	im Zug- gurt	
		mm	mm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
6. VII. 12 ²⁵	Ende der Ausrüstung	8,5	11,1	9 (35)	10 (24)	191 (482)
210	Beginn der Belastung	9,2	12,9	6 (35)	15 (24)	277 (482)
445	65 t	20,1	29,5	18 (51)	25 (35)	516 (683)
600	100 t	25,7	38,9	19 (59)	33 (40)	666 (760)
815	140 t	36,7	56,9	22 (68)	52 (47)	935 (880)
7. VII. 745	140 t	38,4	60,0	27 (68)	49 (47)	887 (880)
315	100 t	35,9	56,7	30 (59)	41 (40)	764 (760)
11. VII. 600	entlastet	25,4	44,1	17 (35)	35 (24)	508 (482)
12. VII. 400	entlastet	22,9	42,5	21 (35)	24 (24)	449 (482)

Gewöhnliche Ziffern: Bei der Probelastung gemessene Größen.

Ziffern in Klammern: Berechnete Größen.

$E_{\text{Beton}} = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$. $E_{\text{Stahl}} = 2\,200\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Durchbiegung ist das Mittel aus D_1 und D_4 (vgl. Fig. 10).

Wertvoller sind jedoch die anderen Beobachtungen, zunächst die Lagerverschiebungen; während das feste Lager des Versuchsbinders durch Zwischenlagen von Bleiplatten nach Möglichkeit zentriert war, zeigte das bewegliche Lager eine Ausführung in Stahl nach allen Regeln der Brückenbaukunst (Fig. 11): Obere Kippplatte, untere Kippplatte, 2 Rollen und Grundplatte. Seine Beweglichkeit entsprach dieser vorbildlichen Bauweise: Schon während des Stampfens des Probinders und weiterhin infolge der Setzung des Lehrgerüsts hat es sich um etwa 5 cm bewegt; bei der Ausrüstung und der folgenden Belastung verschob es sich um weitere 6 cm, von denen nach der Entlastung, also unter dem Ge-

wichte des eigentlichen Binders, noch 4,3 cm als bleibende Verschiebung zu verzeichnen waren. Schon diese Beobachtungen boten ein wertvolles Ergebnis: Sie zeigen, in welcher Stellung der Kippplatten gegen die Grundplatte die Lager beim Bau zu versetzen sind, damit die Binder nach der Ausrüstung die Mauer möglichst zentrisch belasten, und ferner, daß die Binderenden gegeneinander mit Hilfe von Drahtseilen durchs Lehrgerüst hindurch besonders sorgfältig zu verankern sind.

Als Durchbiegung beim Ausrüsten und Belasten des Probinders wurden in der Mitte 3,8 cm beobachtet; die nach der Entlastung auf 2,3 cm zurückgingen. Diese liefern in Verbindung mit dem während des Stampfens beobachteten Maße einen Anhalt darüber, welche Überhöhung dem Lehrgerüst zu geben ist, um die vorgesehene Höhenlage der Binder möglichst richtig zu erreichen. Das ist beim Bau auch recht gut gelungen.

Weitere, außerordentlich lehrreiche und wertvolle Schlüsse ließen sich aus den bei der Probelastung aufgetretenen Haarrissen ziehen. Es war zunächst geplant gewesen, in den Bindern nicht Flußeisen-, sondern Stahleinlagen zu verwenden und diese, entsprechend der größeren Festigkeit des Stahles, bis zu etwa 1550 kg/qcm zu beanspruchen. Dies hätte den Vorteil einer geringeren Zahl von Rundeisen und einer besseren Einbettung derselben geboten.

Die bei der Probelastung an den stärksten beanspruchten Stellen auftretenden kurzen Zugrisse ließen aber erkennen, daß es zweckmäßig ist, mit der Beanspruchung des Stahles nicht so hoch zu gehen. Demgemäß sind die Eiseinlagen vermehrt und die Trägerhöhe soweit vergrößert worden, daß die Zugspannung im Eisen (bei Belastung durch Eigengewicht, Wind und Schnee) nach der Rechnung etwa 1300 kg/qcm erreicht. Von dem Eisenwerk Döhlen b. Dresden wird jetzt für den Bau ein Material geliefert, das 60 kg/qmm Festigkeit und 15–16% Bruchdehnung, gegen 18–20% beim Flußeisen, aufweist. Das Material ist die ganze bisherige Bauzeit hindurch hervorragend gleichmäßig geliefert worden, was hervorgehoben zu werden verdient. Eine noch höhere Festigkeit hätte eine geringere Dehnung bedingt und das Biegen der Rundeisen zu schwierig gestaltet. Diese Angaben beziehen sich nur auf die Haupttrageisen. Der Beton in Mischung 1:3:3 erfährt bis zu 60 kg/qcm Druck.

Als wichtigstes Ergebnis der Probelastung ist wohl das folgende zu betrachten: Eine große Zahl von feinen und feinsten Rissen trat auf etwa in der Richtung, wie es Fig. 11 zeigt, sämtlich im Steg der Binder, besonders da, wo dieser an die ihn versteifenden Ständer und an den Zuggurt anschließt; ganz auffällig waren wagerechte Risse in den Ecken der viereckigen Öffnung im Scheitel

die eine Zugängigkeit zu den Dachräumen schaffen soll. Alle diese Risse sind als durch Schubspannungen entstanden anzunehmen; ihr Verlauf entsprach durchaus der Richtung der Schubkräfte, auch im Scheitel, wo lotrechte Zugspannungen infolge der bogenförmigen Gestalt des Binders

wenigen starken Eisen viele dünne gewählt, die eine gleichmäßige Verteilung der sämtlichen Eisen über die Schubquerschnitte viel leichter ermöglichen. Die Öffnung im Scheitel der Binder, die als Zugang für den Dachraum und auch für das Ausrüsten notwendig war, hat man kleiner

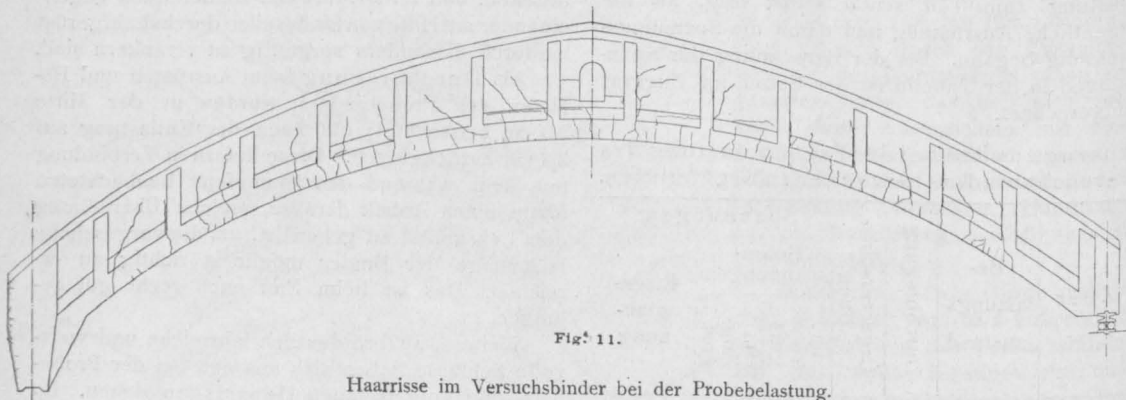


Fig. 11.

Haarrisse im Versuchsbinder bei der Probelastung.

und vor allem wegen der dachförmigen Führung, des Obergurtes entstehen. Die Schubarmierung der Binder (aufgebogene Zugeisen, besondere schrägliegende Eisen und Bügel) ist auf Grund der Beobachtungen bei der Probelastung etwas verstärkt worden. Auch hat man statt der

gemacht und in den Ecken ausgerundet, auch stärker bewehrt. Endlich ergab sich ganz allgemein die Lehre, daß man alle scharfen Ecken auszurunden hat, um den Rissen nach Möglichkeit vorzubeugen.

(Schluß folgt.)

BEOBACHTUNGEN BEIM AUSRÜSTEN EINER EISENBETONBOGENBRÜCKE MIT DREI GELENKEN.

Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde.

Von Professor M. Rudeloff und Ingenieur O. Panzerbieter (Groß-Lichterfelde W.)

(Fortsetzung und Schluß von S. 91.)

II. Versuchsergebnisse.

1. Bewegung der Bogenenden an den Kämpfergelenken.

a) Bewegungen senkrecht im Raum und wagerecht in Richtung des Straßenzuges.

Die Bewegungen der Beobachtungspunkte A—D, angebracht auf den Bogenenden in der Nähe der Kämpfergelenke, sind in Tabelle 5 zusammengestellt. Ferner sind in Fig. 9 die zusammengehörigen Beobachtungen für die Senkbewegungen (Reihen 1, 8, 11 u. 19) und die Bewegungen wagerecht in Richtung des Straßenzuges (Reihen 2—9, 12 u. 20) zu Schaulinien aufgetragen, und zwar lagen die Punkte A und B auf der Ostseite und die Punkte C und D auf der Westseite der Brücke. Um aus diesen Darstellungen ohne wei-

teres ein Bild zu gewinnen von der Bewegung der auf derselben Brückenseite gelegenen Punkte gegeneinander, sind die Bewegungen in Richtung der auftretenden Kraft, das heißt in Richtung vom Scheitel nach dem Kämpfer hin als positive Bewegungen vom Mittelpunkt aus nach rechts aufgetragen. Auf diese Weise lassen die Unterschiede zwischen den Entfernungen der Beobachtungspunkte gleicher Nummer zugleich die Änderungen in der Spannweite der Bogen erkennen. Allerdings ist hierbei zu beachten, daß die für die Beobachtungspunkte A—D ermittelten Senkungen und wagerechten Verschiebungen nicht ohne weiteres gleich den Senkungen und Verschiebungen der Gelenke selbst sind, da die Beobachtungspunkte nicht mit den Gelenkdrehpunkten zusammenfallen, und daher die Bewegungen der ersteren

Bewegungen der Bogenenden an den Kämpfergelenken.

Die Bewegungen sind mit Rollenapparaten mit der Übersetzung von etwa 1:50 beobachtet. Die negativen Vorzeichen bedeuten: Heben des Beobachtungspunktes, oder dessen Bewegung nach dem Brückenscheitel zu, oder dessen Bewegung nach der Längsachse der Brücke hin.

[illegible]

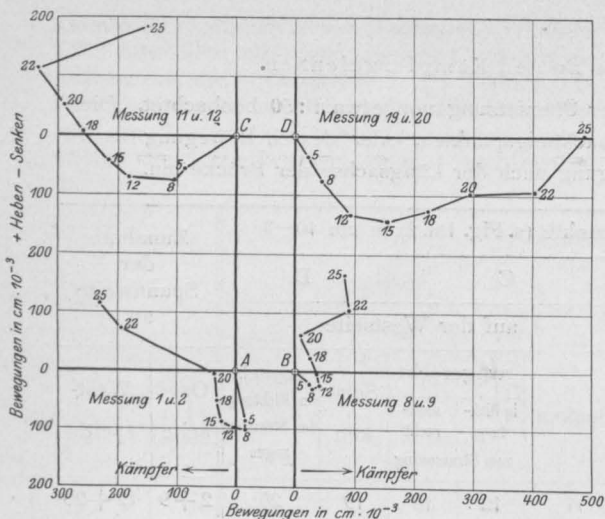


Fig. 9.

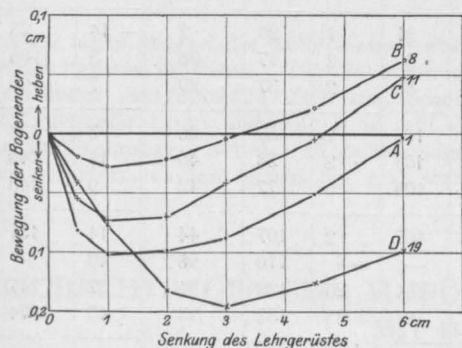


Fig. 10.

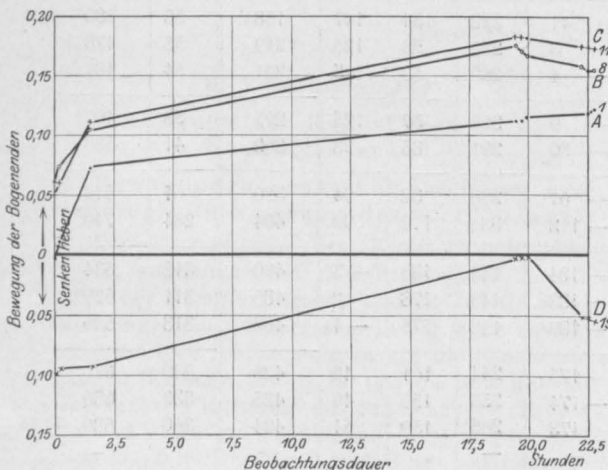


Fig. 11.

zum Teil Kreisbewegungen um die Gelenkdrehpunkte sind*).

Die Fig. 10 u. 12 zeigen ferner im einzelnen die Beziehungen zwischen den Bewegungen der Punkte A—D senkrecht im Raum und wagerecht in Richtung des Straßenzuges zu den Senkungen des Lehrgerüsts. Für die letzteren sind hierzu diejenigen Werte ausgewählt, die sich ergaben, nachdem in den fünf Stufen I—V (Tab. 4) immer alle Spindeln um gleich viel gelöst waren, nämlich um 0,5, 1,0, 2,0, 3,0, 4,5 und 6 cm. Diese Beträge sind natürlich nur Annäherungswerte, da sie, wie bereits gesagt, aus den nur geschätzten Drehungen der Spindeln berechnet sind.

Schließlich ist noch in Fig. 11 u. 13 dargestellt, wie die senkrechten und wagerechten Bewegungen der Punkte A—D mit der Dauer der Beobachtungen fortschritten, nachdem sämtliche Spindeln vollständig gelöst waren, d. h. von der Beobachtung Nr. 20 (Tab. 4) ab.

Der Verlauf der Schaulinien (Fig. 10) läßt erkennen, daß alle vier Beobachtungspunkte A—D mit fortschreitender Senkung des Gerüsts sich zunächst ebenfalls senkten, dann aber wieder hoben. Die Umkehr in der Bewegung trat bei den Punkten A—C übereinstimmend schon bei Senkung des Gerüsts um 1 cm ein, beim Punkt D dagegen erst bei etwa 3 cm Senkung des Gerüsts. Wie der Verlauf der Linien (Fig. 11) zeigt, dauerte das Anheben der Beobachtungspunkte nach vollständigem Lösen aller Spindeln noch weitere 20 Stunden an. Besonders stark war es bei den Punkten A—C, und zwar hoben sich diese Punkte bis über die ursprüngliche Lage.

Die wagerechten Bewegungen der Beobachtungspunkte bis zum vollständigen Lösen aller Spindeln (s. Fig. 12) waren auf der Ostseite (Punkte A und B) nur gering und ihrer Richtung nach wechselnd, während die Punkte C und D auf der Westseite sich stetig nach den Kämpfern hin bewegten. Fig. 13, in der die weiteren Bewegungen der Zeit nach aufgetragen sind, zeigt, daß infolge Herausschlagens der Stützen b und Verstreben c der Verschaltungen an den unteren Enden der Bogenteile auch die Punkte A und B sich um nennenswerte Beträge nach den Kämpfern hin bewegten, dann aber während der weiteren Versuchsdauer von etwa 20 Stunden keine erheblichen Verschiebungen mehr erlitten. Die Punkte C und D hatten sich während der ersten zwei Stunden nach dem Herausschlag dieser Stützen und Verstreben der Schalung noch weiter zu den Kämpfern hin verschoben; bei D dauerte diese Bewegung bis zu etwa 19 Stunden Beobachtungs-

* Nach überschläglicher Berechnung betrug der Fehler für die Anfangsbewegung, wo er am größten ist, sowohl für die senkrechte als auch für die wagerechte Bewegung etwa 0,01 cm. Er ist also von untergeordneter Bedeutung und daher vernachlässigt.

dauer an, während Punkt C eine nennenswerte Rückwärtsbewegung nach dem Scheitel hin erfuhr.

Zur Erklärung der erwähnten Beobachtungen ist zu beachten, daß die gemessenen Bewegungen der Punkte A—D nicht allein auf Drehbewegungen und Formänderungen der Brückenbogen zurückzuführen sind, sondern daß darin auch die Bewegungen der Widerlager selbst mit enthalten sind. Die letzteren können in Dreh- oder Kippbewegungen um eine zum Kämpfergelenk parallele Achse oder in wagerechten Verschiebungen bestanden haben, je nachdem die aus dem Druck im Kämpfergelenk resultierenden senkrechten oder wagerechten Komponenten und Momente den Bewegungswiderstand der Widerlager übertrafen. Trennung der für die Punkte A—D beobachteten Bewegungen nach den beiden Ursachen ist nicht möglich, da die Bewegungen der Widerlager unmittelbar nicht gemessen sind. Daß sie aber tatsächlich und zwar um mehrere Millimeter eingetreten waren, gab sich in dem Zerreißen und Abheben des an den Widerlagern seitlich anhaftenden Erdbodens deutlich zu erkennen.

b) Bewegungen der Bogenenden senkrecht zum Straßenzuge.

Die Verschiebungen der Bogenenden senkrecht zum Straßenzuge sind nur an den Meßstellen B und C beobachtet. Die Messungsergebnisse sind ebenfalls aus Tabelle 2 zu ersehen und in Fig. 14 u. 15 durch Schaulinien dargestellt. Fig. 14 zeigt die Abhängigkeit der Verschiebung von der Senkung des Lehrgerüstes und Fig. 15 den weiteren Verlauf der Verschiebungen mit wachsender Beobachtungsdauer nach vollständigem Lösen sämtlicher Spindeln. Die Beobachtungspunkte B und C lagen an den beiden Ecken der Brücke, wo die Seitenflächen der letzteren spitze Winkel mit den Kämpfergelenken bildeten. Man mußte daher Bewegungen der Beobachtungspunkte in den Richtungen A—C und D—B erwarten und dementsprechend sind die in dieser Richtung beobachteten Bewegungen in Tabelle 5 als positive bezeichnet und in Fig. 14 u. 15 von der Nulllinie nach oben hin aufgetragen.

Wie Fig. 14 zeigt, bewegte sich der Punkt B (Messungsreihe 10) beim Beginn des Senkens des Lehrgerüstes, wenn auch nur in geringem Maße so doch merklich in negativem Sinne. Diese Bewegung ist nicht als Gleitbewegung zwischen Bogen und Kämpfern anzusehen, sondern deutet darauf, daß das Widerlager sich von Osten nach Westen, d. h. von B nach D hin verdreht hat. In Übereinstimmung hiermit befindet sich, daß

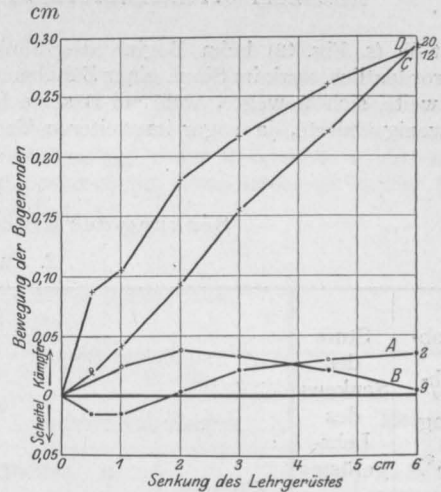


Fig. 12.

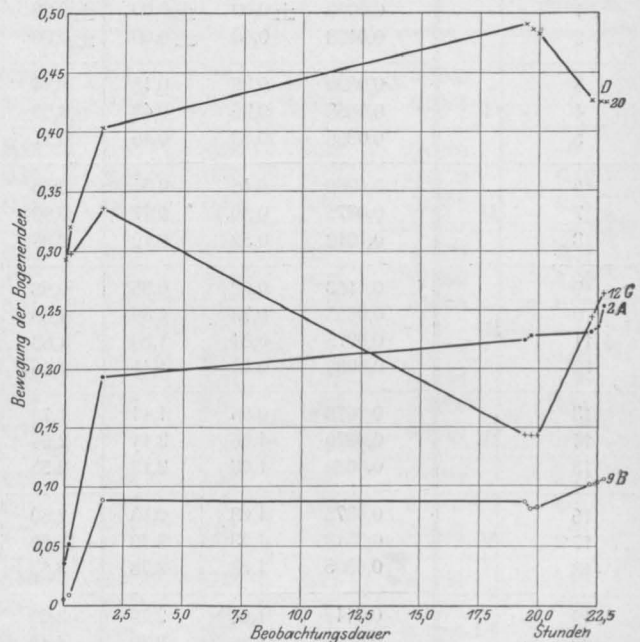


Fig. 13.

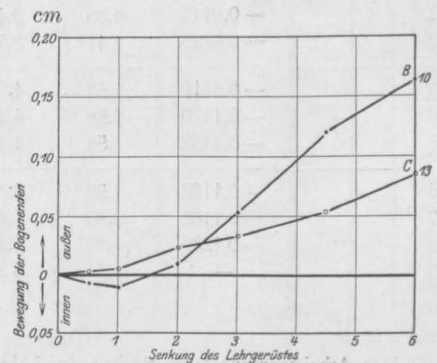


Fig. 14.

Punkt D (s. Fig. 12) beim Beginn des Senkens außerordentlich stark im Sinne einer Zunahme der Stützweite sich bewegte, während B seine Lage nur wenig änderte, ja sogar im weiteren Verlauf

des Senkens nach dem Scheitel der Brücke zu wanderte.

Bei stärkerem Senken des Gerüsts bewegten sich beide Beobachtungspunkte B und C (s. Fig. 14)

Tabelle 6.

Senkung des Brückenbogens beim Ausrüsten.

I. auf der Ostseite.

Beobachtung Nr. *)	Stufe des Senkens des Lehr- gerüsts	Senkung in cm gemessen am							Meßstelle 21 im Scheitel 747 cm von Ostseite entfernt
		südlichen Bogen			nördlichen Bogen				
		an den Meßstellen							
		1 Kämpfer	3	4	5 Scheitel	6	7	8 Kämpfer	
1	—	0,0000	± 0,00	± 0,00	± 0,00	± 0,00	± 0,00	± 0,0000	0
2		0,0428	0,03	± 0,00	± 0,00	± 0,02	0,01	0,0062	0
3	I	0,0828	0,23	0,13	0,14	0,11	0,11	0,0108	0,02
4		0,0668	0,26	0,43	0,53	0,36	0,15	0,0106	0,49
5		0,0868	0,33	0,46	0,51	0,40	0,22	0,0208	0,47
6	II	0,1060	0,46	0,51	0,55	0,49	0,32	0,0260	0,48
7		0,0875	0,50	0,77	0,90	0,67	0,33	0,0208	0,92
8		0,1012	0,52	0,79	0,90	0,71	0,40	0,0282	0,89
9	III	0,1168	0,63	0,86	0,98	0,87	0,55	0,0156	0,99
10		0,0855	0,78	1,39	1,65	1,15	0,55	0,0156	1,74
11		0,0975	0,84	1,39	1,63	1,21	0,60	0,0208	1,72
12		0,0988	0,84	1,41	1,66	1,22	0,60	0,0226	1,75
13	IV	0,1078	0,86	1,44	1,70	1,34	0,70	0,0268	1,78
14		0,0870	1,06	2,11	2,54	1,70	0,70	0,0056	2,63
15		0,0880	1,08	2,13	2,55	1,72	0,74	0,0040	2,65
16	V	0,0875	1,08	2,13	2,60	1,84	0,83	0,0078	2,65
17		0,0518	1,23	2,78	3,59	2,33	0,94	— 0,0216	3,68
18		0,0505	1,23	2,78	3,63	2,37	0,95	— 0,0214	3,68
19	VI	0,0440	1,24	2,79	3,69	2,43	1,02	— 0,0236	3,77
20		0,0028	1,36	3,30	4,49	2,80	1,05	— 0,0618	4,65
21	—	— 0,0112	1,36	3,43	4,71	2,89	1,09	— 0,0740	4,93
22		— 0,0725	1,41	3,90	5,81	3,50	1,24	— 0,1044	6,07
23	—	— 0,1110	1,57	4,26	6,20	3,91	1,49	— 0,1756	6,52
24		— 0,1120	1,59	4,26	6,25	3,93	1,49	— 0,1698	6,56
25		— 0,1158	1,59	4,26	6,30	3,97	1,53	— 0,1676	6,59
26	—	— 0,1182	1,59	4,31	6,50	4,03	1,53	— 0,1570	6,68
27		— 0,1182	1,59	4,36	6,53	4,03	1,53	— 0,1550	6,69
28		— 0,1220	1,59	4,36	6,56	4,03	1,53	— 0,1550	6,69
29		—	1,51	4,39	6,73	4,20	1,53	—	6,88

*) Den Arbeitsvorgang beim Senken des Lehrgerüsts s. Tab. 1.

im positiven Sinne und zwar B erheblich mehr als C (Messungsreihe 13). Eine bestimmte Erklärung für den Verlauf der Bewegungen ist nicht zu erbringen.

2. Das Senken des Brückenbogens.

Die Einzelwerte für das Senken der Brücken-

bogen an den verschiedenen Beobachtungspunkten sind aus Tabelle 6 für die Beobachtungen auf der Ostseite und in Tabelle 7 für diejenigen auf der Westseite zu ersehen. In den Tabellen sind auch die Bewegungen α der Meßpunkte an den Kämpfern, senkrecht im Raum nochmals (s. Fig. 8) mit aufgeführt.

Tabelle 7.
Senkung des Brückenbogens beim Ausrüsten.
II. auf der Westseite.

Beob- ach- tung Nr.	Stufe des Senkens des Lehr- gerüstes	Senkung in cm gemessen am							Meßstelle 22 im Scheitel 747 cm von Westseite entfernt
		südlichen Bogen			nördlichen Bogen				
		an den Meßstellen							
		11	14	15	16	17	18	19	
1	—	± 0,0000	± 0,00	± 0,00	± 0,00	± 0,00	± 0,00	± 0,0000	0
2		0,0075	± 0,00	0,01	± 0,00	± 0,00	± 0,00	0,0035	0
3	I	0,0288	0,29	0,37	0,08	0,03	0,08	0,0200	0
4		0,0332	0,29	0,67	0,63	0,30	0,12	0,0172	0,50
5		0,0555	0,39	0,74	0,63	0,30	0,17	0,0370	0,46
6	II	0,0587	0,41	0,80	0,63	0,37	0,27	0,0585	0,51
7		0,0605	0,49	1,07	1,20	0,02	0,29	0,0582	1,00
8		0,0735	0,59	1,16	1,20	0,63	0,35	0,0770	0,98
9	III	0,0768	0,67	1,21	1,25	0,73	0,48	0,1065	1,04
10		—	—	1,66	2,17	1,31	0,60	0,1102	1,96
11		0,0648	0,79	1,67	2,28	1,33	0,67	0,1228	1,94
12		0,0700	0,80	1,70	2,31	1,34	0,67	0,1320	1,97
13	IV	0,0702	0,82	1,76	2,34	1,42	0,78	0,1478	2,03
14		0,0430	0,86	2,11	3,21	1,89	0,88	0,1448	2,91
15		0,0408	0,87	2,12	3,24	1,92	0,88	0,1443	2,94
16	V	0,0408	1,00	2,18	3,31	1,95	0,93	0,1468	2,95
17		— 0,0025	1,14	2,52	4,21	2,44	1,07	0,1252	3,93
18		— 0,0040	1,14	2,53	4,24	2,47	1,09	0,1250	3,95
19	VI	— 0,0092	1,16	2,58	4,34	2,54	1,13	0,1252	4,06
20		— 0,0495	1,28	2,96	5,35	3,00	1,20	0,0980	5,01
21	—	— 0,0605	1,29	3,03	5,63	3,10	1,26	0,0935	5,30
22		— 0,1120	1,39	3,33	6,59	3,80	1,50	0,0920	6,37
23	—	— 0,1838	1,62	3,73	7,05	4,12	1,66	— 0,0025	6,84
24		— 0,1825	1,64	3,73	7,08	4,13	1,67	— 0,0015	6,86
25		— 0,1818	1,62	3,73	7,05	4,17	1,68	— 0,0010	6,90
26	—	— 0,1750	1,62	3,76	7,27	4,22	1,69	— 0,0478	7,03
27		— 0,1735	1,62	3,76	7,29	4,22	1,69	— 0,0485	7,04
28		— 0,1725	1,64	3,76	7,29	4,22	1,69	— 0,0510	7,05
29		—	1,62	3,79	7,49	4,28	—	—	7,20

Um zunächst einen Überblick darüber zu gewinnen, wie die Brückenbogen dem Lehrgerüst folgen, sind in Fig. 16 die zusammengehörigen Werte für die Senkungen der Träger und des Gerüsts zu Schaulinien aufgetragen.

Ihr Verlauf zeigt nun zunächst die auffallende Erscheinung, daß die Beobachtungen an der Meßstelle 16 (s. Fig. 1) im Scheitel auf der Meßseite gelegen und an der Meßstelle 15, ebenfalls an der Meßseite gelegen, für die Senkung des Bogens anfänglich größere Werte ergaben als für die Senkung des Gerüsts. Erst als letztere für die Meßstelle 16 etwa 4 cm und mehr und für die Meßstelle 15 etwa 1,5 cm betrug, stellte sich das umgekehrte Verhältnis ein.

Der Umstand, daß diese beiden Meßstellen nahe beieinander lagen und für die ihnen zunächst gelegene Meßstelle 22 die Senkung des Brückenbogens gleich der des Gerüsts war, läßt erkennen, daß keine Beobachtungsfehler für die Senkung des Brückenbogens vorliegen. Demnach müssen die Senkungen des Lehrgerüsts in dem fraglichen Bereich tatsächlich größer gewesen sein als die nach den vorgeschriebenen Spindeldrehungen errechneten Werte, die Spindeln also tatsächlich weiter gedreht sein als vorgeschrieben war *).

Fig. 17 zeigt das Nachsinken der Bogen während längerer Zeitdauer nach völligem Lösen aller Spindeln. Die ersten Auftragungen zeigen das Verhalten des Brückenbogens nach dem Entfernen

*) Die Wärmeänderung, die hier höchstens $2,2^{\circ}\text{C}$ betrug, kann im Höchstfall einen Fehler von 0,02 cm verursacht haben.

der Stützen b und Verstrebungen c (Fig. 1, Beobachtung 26, Tab. 4). Das starke Senken des Brückenbogens während der ersten zwei Stunden läßt erkennen, daß die Schalung allein so lange eine starke Unterstützung des Brückenbogens

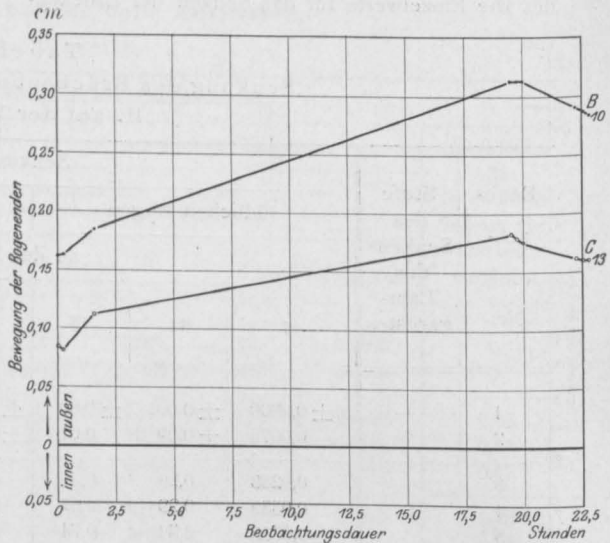


Fig. 15.

bildete, als ihre Endbretter abgestützt waren. Innerhalb der weiteren Dauer von etwa 18 Stunden, d. h. bis zum Morgen des zweiten Beobachtungstages senkte sich der Brückenbogen gleichmäßig weiter und zwar im Scheitel um etwa

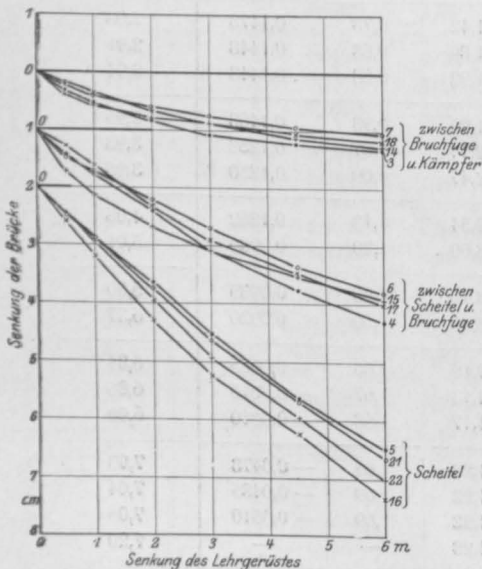


Fig. 16.

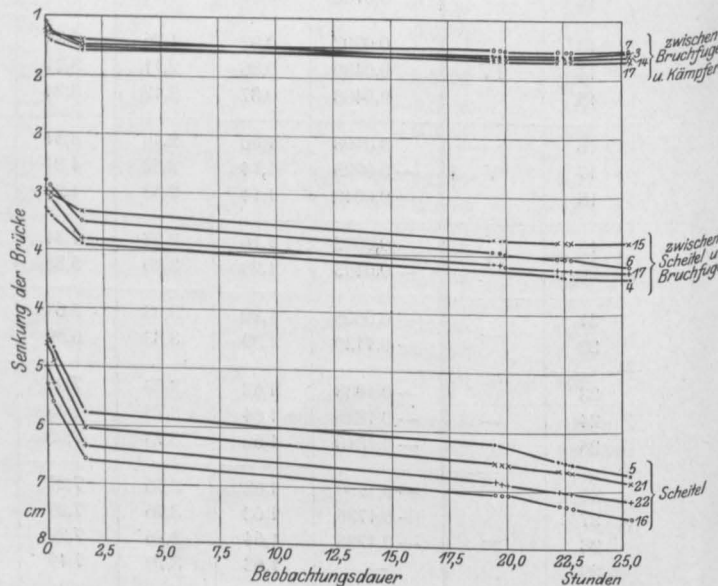


Fig. 17.

0,45 cm, zwischen Scheitel und Bruchfuge um etwa 0,35 cm und zwischen Bruchfuge und Kämpfer um etwa 0,15 cm. Die Ursache für dieses gleichmäßige Nachsinken dürfte im wesentlichen in Bewegungen der Widerlager zu suchen sein, zumal die Beobachtungspunkte A und D an den Enden der Bogen nach Fig. 13 während der gleichen

gleichzeitig ermittelten Senkungen der fünf Meßpunkte durch Schaulinien dargestellt, indem die Senkungen als Ordinaten und die Abstände der Meßpunkte von dem nördlichen Widerlager als Abscissen aufgetragen sind.

Aus der Abweichung der erhaltenen Linien von der geraden erkennt man, daß die Bogenteile selbst sich nur um geringe Beträge nach unten durchgebogen haben. Diese Durchbiegungen

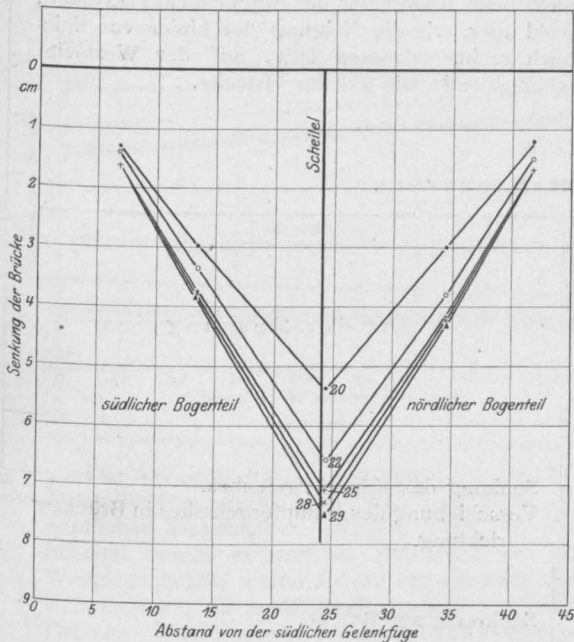


Fig. 18.

Beobachtungsdauer sich um Beträge von solcher Größe (0,031 und 0,086 cm) nach dem Widerlager hin bewegten, die nicht auf Zusammendrückungen hin nur etwa 0,1 m betragenden Bogenlänge vom Beobachtungspunkt bis zum Kämpfergelenk zurückgeführt werden können.

Durch das vollständige Entfernen der außerhalb der Lehrbogen liegenden Verschalung nach etwa 19stündiger Versuchsdauer (Fig. 17) trat schließlich noch ein weiteres geringes Senken des Brückenbogens ein, so daß die mittleren Gesamt-senkungen nach etwa 25stündiger Versuchsdauer betrugen:

auf der auf der
Ostseite Westseite

im Scheitel 6,73 cm 7,49 cm
zwischen Scheitel u. Bruchfuge 4,30 cm 4,04 cm
" Bruchfuge u. Kämpfer 1,52 cm 1,65 cm

Zur richtigen Beurteilung dieser Werte bleibt zu beachten, daß bei der letzten Messung das Lehrgerüst noch an dem Brückenbogen hing, der Bogen also mit dem Eigengewicht des Lehrgerüsts belastet war.

In Fig. 18 u. 19 sind nun die an der Ostseite (Fig. 18) und an der Westseite (Fig. 19) bei den Beobachtungen 20, 22, 25, 28 und 29 (Tab. 6 u. 7)

waren auf der Ostseite größer als auf der Westseite, dagegen waren die Senkungen und zwar besonders diejenigen des Scheitels auf der Westseite von beiden die größeren. Diese Beobachtungen stützen die aus den Bewegungen der Meßpunkte A—D (in Nähe der Kämpfergelenke gelegen) abgeleitete Schlußfolgerung, daß die Widerlager auf der Westseite mehr nachgaben als auf der Ostseite.

Verdrehung der beiden Teile der Scheitelenden gegeneinander.

Die Messungen dieser Verdrehungen mittels parallel zu der Gelenkfläche aufgestellter Wasser-

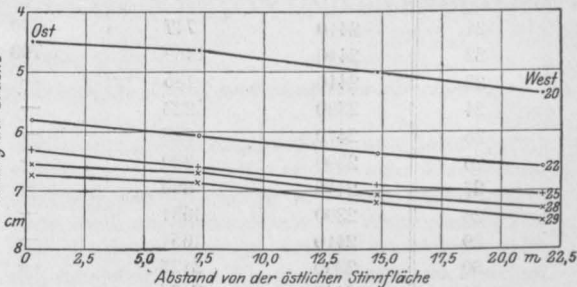


Fig. 20.

wagen führte nicht zum Ziel, da die Empfindlichkeit der Wasserwagen für diesen Zweck nicht groß genug war.

Im nachstehenden ist nun versucht, die Verdrehung der beiden Bogenhälften gegeneinander aus den beobachteten Senkungen zu ermitteln. Hierzu sind in Fig. 20 bis 22 wieder die bei den Beobachtungen Nr. 20, 22, 25, 28 und 29 (Tabelle 4) gleichzeitig ermittelten Senkungen nach ihrer Lage quer zur Brücke zu Schaulinien aufgetragen. Die Länge der Linien entspricht

also der Breite der Brücke, das linke Ende der Ostseite, das rechte der Westseite.

Im Scheitel (s. Fig. 20) waren vier Meßpunkte quer zur Brücke angeordnet und zwar nur an der nördlichen Bogenhälfte. Die aus ihren Senkungen sich ergebenden Linien können als Gerade angesehen werden. Die Scheitellinie hat sich demnach beim Ausschalen der Brücke nicht gekrümmt, wohl aber, wie die Neigung der Linien von links nach rechts erkennen läßt, auf der Westseite mehr gesenkt wie auf der Ostseite.

Tabelle 8.
Anordnung der Meßapparate.

Meß- stelle Nr.	Abstand der Meß- stelle von der süd- lichen Ge- lenkfuge in cm	Abstand der Meß- stelle von der Ostseite in cm (in Richtung der Fugen)	Abstand des Meß- apparates von dem Meßpunkt in cm	Art der Messung
1	21	0	100	Senkung des Kämpfergelenkes.
2	21	0	50	Verschiebung des Kämpfergelenkes in Brücken- richtung.
3	640	25	319	Senkrecht zur Brücke.
4	1500	25	573	
5	2410	25	782	
6	3280	25	606	
7	4155	25	353	
8	4779	0	100	Senkung des Kämpfergelenkes.
9	4779	0	50	Verschiebung des { in Brückenrichtung Kämpfergelenkes { senkrecht z. Brückenrichtg.
10	4779	0	50	
11	21	2216	100	Senkung des Kämpfergelenkes.
12	21	2216	50	Verschiebung des { in Brückenrichtung Kämpfergelenkes { senkrecht z. Brückenrichtg.
13	21	2216	50	
14	660	2191	422	Senkung der Brücke.
15	1320	2191	585	
16	2410	2191	796	
17	3410	2191	515	
18	4150	2191	410	
19	4779	2216	100	Senkung des Kämpfergelenkes.
20	4779	2216	50	Verschiebung des Kämpfergelenkes in Brücken- richtung.
21	2410	747	790	Senkung der Brücke.
22	2410	1469	790	
23	2410	136	—	Verschiebg. der Scheitelgelenke gegeneinander.
24	2390	223	—	
25	2410	223	—	Verdrehung des Scheitelgelenkes.
26	2390	880	—	
27	2410	880	—	
28	2390	1651	—	
29	2410	1651	—	
30	2390	2123	—	
31	2410	2123	—	

Die Senkungen beider Bogenhälften zwischen Scheitel und Bruchfuge zeigt Fig. 21, und zwar sind die zusammengehörigen Punkte für die beiden Brückenstirnen, da Zwischenpunkte nicht beobachtet sind, geradlinig verbunden. Das gleiche gilt für die Auftragungen der Senkungen zwischen Bruchfuge und Kämpfer in Fig. 22.

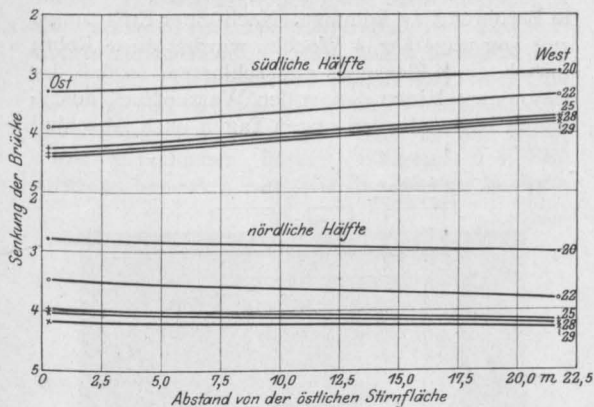


Fig. 21.

Der Vergleich der Liniengruppen in den drei Darstellungen ergibt, daß die Senkungen der nördlichen Bogenhälfte, wie es eben für den Scheitel bereits erörtert ist, durchweg auf der Westseite größer waren als auf der Ostseite, daß sich dagegen die südliche Bogenhälfte auf der Ostseite stärker senkte, der Brückenbogen also tatsächlich verdreht wurde.

Seitliche Verschiebungen der beiden Gelenkteile gegeneinander,

haben mit den angebrachten Meßvorrichtungen nicht vorgenommen werden können.

Zusammenstellung der Ergebnisse.

1. Die Bewegungen der Widerlager sind unmittelbar nicht gemessen.

Die Bewegungen der Beobachtungspunkte an den unteren Bogenenden deuten aber darauf hin,

daß die Widerlager beim Absenken des Lehrgerüsts nachgaben und folgende Bewegungen an ihnen eintraten:

- Anfänglich senkten sie sich, dann aber hoben sie sich wieder und zwar an drei Ecken bis über die ursprüngliche Lage;
- an allen vier Ecken bewegten die Widerlager sich nach außen und zwar auf der Westseite der Brücke mehr als auf der Ostseite;

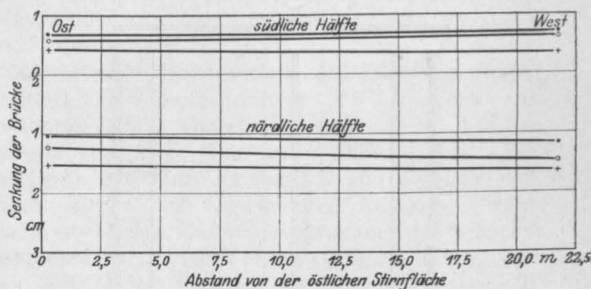


Fig. 22.

- die Bewegungen in Richtung des Straßenzuges nach dem Widerlager hin waren an den beiden Ecken mit stumpfen Winkeln geringer als an den Ecken mit spitzen Winkeln.

2. Der Brückenträger senkte sich beim Ausrüsten im Scheitel um etwa 7 cm. Die Ursache dieses starken Senkens dürfte vornehmlich in dem unter 1. genannten Nachgeben der Widerlager zu suchen sein.

3. Die Senkung war auf der Westseite um etwa 1 cm größer als auf der Ostseite, entsprechend dem auf der Westseite eingetretenen stärkeren Verschieben der Widerlager nach außen (siehe 1b).

4. Infolge der bedeutenden Schiefstellung der Brücke fand beim Abwälzen der Gelenke ein Verdrehen der beiden Brückenbogenhälften gegeneinander statt.

ABDICHTUNG VON SCHACHTAUSKLEIDUNGEN IN BETON UND EISENBETON.

Von Dipl.-Ing. F. Baumstark,

Ober-Ingenieur der Firma: Franz Schlüter, Spezialgeschäft für Beton- und Monierbau (Dortmund).

Als im Jahre 1907 die Gelsenkirchener Bergwerks-Aktiengesellschaft den Entschluß faßte, für die noch abzuteufenden Schächte Eisenbetonauskleidung an Stelle des bisher verwendeten Ziegelmauerwerks vorzusehen, waren hierfür zwei Gründe maßgebend. Zunächst war mit der Anwendung von Eisenbeton für die Schachtaus-

kleidung eine erhebliche Geld- und Zeitersparnis verbunden. Andererseits mußte eine Eisenbetonwandung, die vollständig ohne jede Fugen hergestellt wird, auch hinsichtlich der Wasserdichtigkeit dem Ziegelmauerwerk weitaus überlegen sein. Um nun möglichst Wasserdichtigkeit zu erzielen, wurde bei Ausführung der ersten Schächte der

Gelsenkirchener Bergwerks-Aktiengesellschaft dem in Mischung 1:5 hergestellten Beton noch Traß zugesetzt. Da der Erfolg vollkommen den Erwartungen entsprach, lag es nahe, dasselbe Verfahren anzuwenden, als es sich um die Auskleidung eines Schachtes auf Minister Achenbach handelte, dessen Verhältnisse denen auf Alma ähnlich waren. Zwar war hier der Wasserandrang ein wesentlich größerer als auf Rheinelbe VI und

dem ersten Holzkasten ein zweiter angebracht, dessen Wände sich in einem Abstand von 15 cm von dem ersten befanden. Der Zwischenraum zwischen den beiden Kästen wurde dann fest mit Ton ausgestampft. Bei dem innigen Anschluß dieses Tonringes an den Gebirgsstoß war die Quelle gezwungen, ihren Ablauf durch die Düse zu nehmen, ohne mit dem einzubringenden Beton in Berührung zu kommen. Nach einer Erhärtungszeit von ungefähr 4 Wochen wurden diese Rohre mittels eines Flansches abgeschlossen, so daß der Betonmantel jetzt den vollen Wasserdruck auszuhalten hatte. In den ersten Tagen nach Abschluß

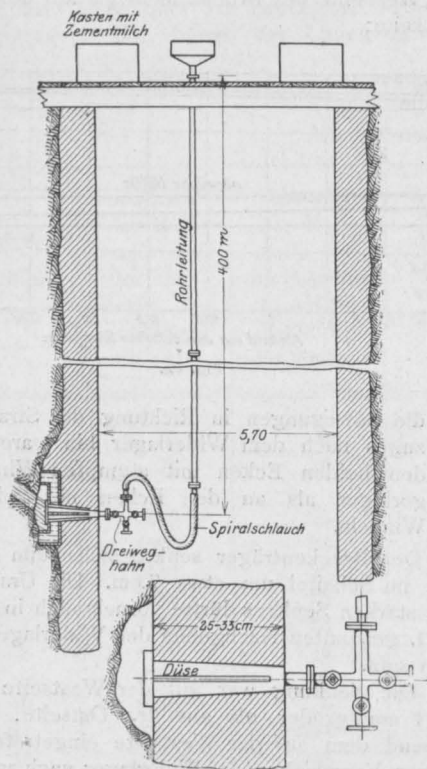


Fig. 1 a.

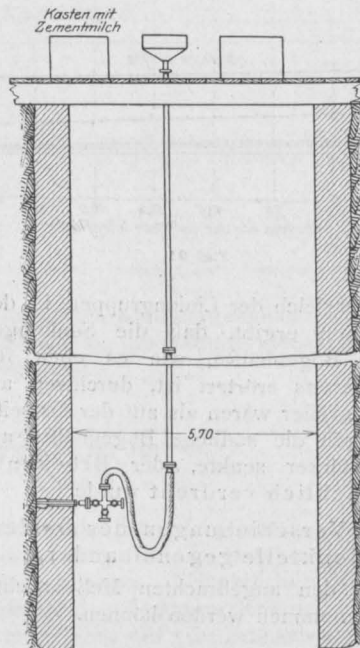


Fig. 1 b.

Alma V. Diesem ungünstigen Umstande glaubte aber die ausführende Firma: Spezialgeschäft für Beton- und Monierbau Franz Schlüter in Dortmund durch Wahl eines entsprechend fetteren Mischungsverhältnisses hinlänglich Rechnung tragen zu können. Um beim Betonieren durch zwei im gestörten Gebirge befindliche Quellen, die bis 300 l pro Minute Wasser lieferten, nicht gehindert zu werden, wurden dieselben mittels zweier Wasserablaufrohre aufgefangen und dadurch das Wasser in das Schachtinnere geleitet. Die Dichtung der Ablaufrohre wurde auf folgende Weise vorgenommen (Fig. 1). Ein kleiner Holzkasten wurde an dem Gebirgsstoß am Auslauf der Wasserkluft angebracht. Durch diesen Holzkasten wurde dann das Ablaufrohr, eine gußeiserne Düse a eingeführt. Die Dichtung erfolgte mittels fetten Tons. Um diesen möglichst dicht stampfen zu können, wurde über

der Rohre erwies sich der Schachtring als vollständig wasserdicht. Nachdem aber einige Zeit verstrichen war, drang das Wasser dermaßen durch den Beton, daß unbedingt Abhilfe geschafft werden mußte. Dies sollte durch Einspritzen von dünnflüssiger Zementmilch zwischen Schachtwand und Gebirgsstoß geschehen. Zu diesem Zwecke wurden von den Ablaufrohren die Flanschen abgeschraubt und dafür eine zweizöllige Rohrleitung mittels Spiralschlauchs und Dreiweghahn angeschlossen, die über Tag reichte und in einem größeren Trichter mit feinmaschigem Sieb endete. Die Länge der Leitung betrug etwa 350 m. Die Einfügung des Metallschlauches hatte den Vorteil, daß man mehr Bewegungsfreiheit besaß und an mehreren Stellen arbeiten konnte, ohne jedesmal die Leitung umbauen zu müssen. Nachdem die Vorrichtung zum Zement einspritzen vollständig

eingebaut war, wurde mit dem Eingießen von Zementmilch begonnen. Hierbei war Hahn 3 zunächst offen, um die noch in der Rohrleitung befindliche Luft abzulassen. Das Ausfließen der Zementmilch aus diesem Hahn zeigte an, daß die Zementmilch das Kreuzstück erreicht hatte. Darauf wurde Hahn 3 geschlossen und Hahn 1 geöffnet. Die Zementmilch lief dann durch den Spiralschlauch und das Wasserablaufrohr und verstopfte zunächst infolge des hohen Druckes von 350 m den Quellausfluß, dann aber auch die kleinsten und feinsten Hohlräume zwischen Beton und Gebirgsstoß und sogar auch die im Beton selbst befindlichen Poren. Während des Einspritzens bemerkte man, wie das Wasser in Form

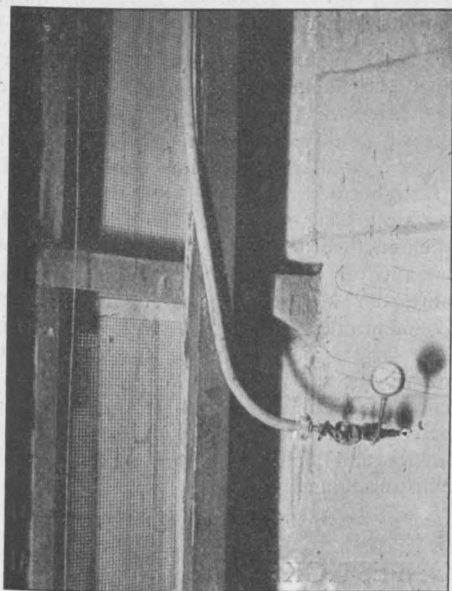


Fig. 3.

eines feinen Sprühregens durch den Betonmantel hindurch in den Schacht spritzte, bis sich der Beton vollständig zugesetzt hatte. Als ein langsames Nachsinken der Zementmilch beobachtet wurde und durch Öffnung des Hahnes 2 festgestellt werden konnte, daß die Zementmilch aus dem Druckrohr herausfloß, wurde mit dem Einspritzen aufgehört. Nachdem aber die Betonwand nun vollständig gedichtet war, suchte sich das Wasser einen Ausweg an dem höher gelegenen Anschluß des Betonmantels an das alte Ziegelmauerwerk und auch durch die Fugen des Ziegelmauerwerks selbst. Um auch hier ein Austreten des Wassers unmöglich zu machen, wurde die Zementinspritzung, die beim Betonmantel einen so guten Erfolg gezeitigt hatte, auch hier angewandt. Zunächst wurden in das Mauerwerk Löcher gebohrt und in diese Ablaufrohre eingesetzt. An

die Ablaufrohre wurde wieder die Rohrleitung angeschraubt und so lange Zement hinter das Mauerwerk gespritzt, bis die Zementmilch durch die Fugen des Mauerwerks heraustrat. Bei besonders großen Undichtigkeiten mußte hier freilich zur Anwendung einer umfangreichen Picotage gegriffen werden.

Als daher auch der restliche Teil des Schachtes in Beton ausgekleidet werden sollte, beschloß die ausführende Firma Franz Schlüter, die Wasserablaufrohre, deren Verwendbarkeit zur Schachtdichtung jetzt praktisch erprobt war, von vornherein einzubauen, um unter vollständiger Verzichtleistung auf die dichtende Wirkung eines reichlichen Zement- und Traßzusatzes, die Dichtung später mittels Zementinspritzung mit Aussicht auf sicheren Erfolg vornehmen zu können. Hierbei zeigte sich aber eine neue Schwierigkeit. Ein sicherer Abschluß namentlich von Quellen ließ sich mittels der angewandten Rohre nur sehr schwer erzielen. Inzwischen war auch das Schachtabteufen nach dem Versteinerungsverfahren, wie es auf Zeche Viktoria bei Lünen angewandt wurde, durch den Vortrag des Herrn Bergwerksdirektors Bruchhausen in Dortmund auf dem internationalen Kongreß für Bergbau, Hüttenwesen, angewandte Mechanik und praktische Geologie zu Düsseldorf vom 19. bis 23. Juli 1910 weiteren Kreisen bekannt geworden. Nach diesem Bericht bereitete auch hier besonders der Verschuß des auf eine Wasserkluft treffenden Bohrloches praktische Schwierigkeiten; der Bericht gibt zwar der Hoffnung Ausdruck, daß „ein auch bei größeren Tiefen sicher funktionierender Pflock zum Schließen der wasserfündig gewordenen Bohrlöcher wird konstruiert werden“, betont aber die Notwendigkeit, solange ein solcher Pflock nicht bekannt ist „für sämtliche Vorbohrlöcher zuvor Standrohre einzuzementieren.“ Durch die Notwendigkeit des Einzementierens ist man aber von der Zuverlässigkeit und Gewissenhaftigkeit des Aufsichtspersonals abhängig. Bei der Wichtigkeit und Bedeutung des richtigen Verschlusses für das Gelingen der ganzen Arbeit lag aber der ausführenden Firma sehr viel daran, einen Verschuß zu finden, der unabhängig von der Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit der Arbeiter ein sicheres Funktionieren gewährleistete. Nun hatte auf demselben Kongreß Herr Bergwerksdirektor Trippe in Dorstfeld einen Vortrag über Stoßstränken und hydraulische Kohlensprengung in Steinkohlenflözen nach dem Verfahren des Geheimen Oberbergrats Meissner gesprochen (vgl. den genannten Bericht, Seite 234 ff.). Das Verfahren besteht darin, daß das Wasser unter großem Druck in Kohlenflöze eingeführt und hierdurch die Kohle gelockert wird. Um aber eine kräftige Wirkung zu erzielen, muß ein vollständig dichter Anschluß des Schlauches, mittels dessen das Wasser zuge-

führt wird, an das Bohrloch, in welches das Wasser eingeführt wird, gewährleistet sein. Diesen Verschuß bewirkte Bergwerksdirektor Berg-assessor Trippe durch

den nach ihm benannten Apparat, der ein mechanisches Dichten des Bohrloches ermöglicht.

Da nun die Ansprüche, die an einen Meißner-Trippe-Apparat beim Stoßtränken und bei der hydraulischen Kohlsprengung gestellt werden, die gleichen sind, wie beim Zementeinspritzen, so lag es nahe, diesen Apparat auch für das Zement-Einspritzungsverfahren anzuwenden. Der bei der notwendig werdenden Dichtung der Verlängerung des Schachtes auf Minister Achenbach gebrauchte Apparat ist in Fig. 2 dargestellt.

Das Einspritzrohr besteht aus einem am Ende mit einem Bund versehenen Druckrohr a, über das sich ein weiteres Rohr b schiebt, das bei geringem Wasserdruck aus bestem Gummi, bei mittleren

Drücken zur Hälfte aus Gummi und zur Hälfte aus Blei, bei großen Wasserdrücken ganz aus

Blei hergestellt ist. Vor diesem Dichtungsrohr b befindet sich ein weiteres Metallrohr c, das mittels der Mutter d auf dem am Ende mit Gewinde versehenen Druckrohr a verschoben werden kann.

Nachdem eine Kluft angebohrt ist (Fig. 3) wird das Druckwasserrohr a in das Bohrloch geführt und darauf durch Anziehen der Mutter d mittels des Gummi- bzw. Bleirohres b gegen das Gebirge abgedichtet; das Wasser fließt hierbei durch das offene Ende des Druckrohres ab.

Ist die vollständige Dichtung zwischen Gebirgswand und Druckrohr hergestellt, so wird das freie Ende e mittels Spiralschlauch und Durchlaufhahn an die Steigeleitung angeschlossen. Das Einspritzen von Zementmilch geschieht dann in der bereits früher beschriebenen Weise.

Dieses Verfahren wurde nicht allein beim Abteufen des Schachtes angewandt, um wasserführende Klüfte im voraus zu dichten und so von vornherein den Wasserzudrang in den Schacht zu verringern, sondern auch im weiteren Verlaufe bei fertigbetonierten Schächten, die sich als wasserdurchlässig erwiesen. Um derartige Schächte zu dichten, wurde an der Stelle des größten Wasserzutritts mittels Gesteinsbohrer ein Loch gebohrt, der Meißner-Trippe-Apparat eingebaut und Zementmilch hinter und in die Wand eingespritzt. Dieses Verfahren, das erst in den letzten Tagen wieder zur Dichtung der Schächte für Gewerkschaft Emscher-Lippe und Alma mit Erfolg angewandt worden ist, hat sich bis jetzt als das einfachste und sicherste Mittel zur Dichtung von Schachtwandungen erwiesen.

EIN BEITRAG ZUR BETONFESTIGKEIT.

Versuche für den Bau der Berliner Untergrundbahn.

Von Guntram Mahir (Friedenau).

Die Auswahl der zur Herstellung eines tragfähigen Betons geeigneten Zuschlagstoffe, auch Füll- oder Magerungsstoffe genannt, ist ebenso wichtig, wie die Verwendung eines zuverlässigen Zementes. Die Güte einer Betonmischung ist bekanntlich nicht allein von der Eigenfestigkeit der Bindemittel, sondern in noch höherem Maße von den Eigenschaften der Zuschlagstoffe abhängig.

Während für die Prüfung der Bindemittel im besonderen für Zement einheitliche Prüfungsverfahren bereits allgemein im Gebrauch sind, fehlen einheitliche Verfahren für die Gütebestimmung der Zuschlagstoffe noch gänzlich. Infolge der Verschiedenheit der Zuschlagstoffe, welche aus natürlichem oder künstlichem Sand, aus Kies-sand, aus Kleinschlag von natürlichem oder künstlichem Gestein, aus Kohlen oder Schlacken be-

stehen können, ist es schwierig, ein einheitliches Prüfungsverfahren aufzustellen.

Für die letzteren beiden Zuschlagstoffe genüge der Hinweis auf die in den Allgemeinen Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton gegebene Vorschrift, daß Schlacken und Verbrennungsrückstände besonders darauf zu prüfen sind, ob diese sich zur Herstellung von tragfähigem Beton eignen.

Im allgemeinen richtet sich die Güteprüfung der Zuschlagstoffe nach den jeweiligen Anforderungen, welche an den aus diesen Stoffen aufbereiteten Beton gestellt werden.

In den meisten Fällen ist eine hohe Festigkeit bei möglichster Billigkeit der Mischung erwünscht. Werden die in Norddeutschland, im besonderen die in Berlin herrschenden Verhält-

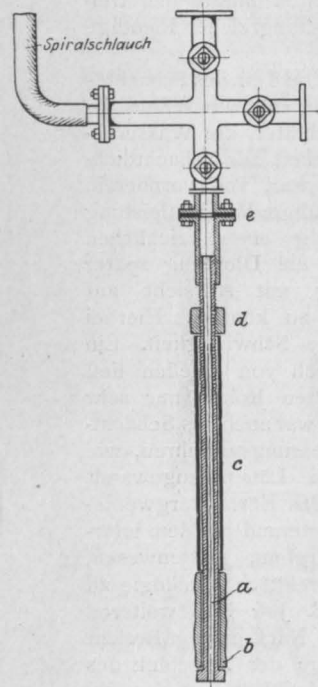


Fig. 2.

nisse den folgenden Ausführungen zugrunde gelegt, so kommt für die Herstellung von Beton fast ausschließlich „Kiessand“ in Frage. Unter dieser Bezeichnung ist nach den bereits angeführten „Allgemeinen Bestimmungen usw.“ das natürliche Gemenge von Sand und Kies, wie es sich in Gruben und in den Betten von Gewässern vorfindet, zu verstehen.

Um aus einer Anzahl von Kiessorten den für die jeweils gestellten Anforderungen günstigsten Kiessand auswählen zu können, ist die Anfertigung von Druckfestigkeitsproben unerlässlich. Eine andere Möglichkeit, die Güte des Kiessandes festzustellen, ist nicht bekannt.

Im allgemeinen kann angenommen werden, daß derjenige Kiessand im Beton die größte Druckfestigkeit liefert, welcher vom feinsten bis zum groben Korn von etwa 15 mm Durchmesser alle Korngrößen in annähernd gleicher Menge enthält.

Es würde jedoch nicht wirtschaftlich sein, wollte man einen nach diesem Grundsatz künstlich zusammengemischten Kies für Betonzwecke

verwenden. Der aus solchem Kies hergestellte Beton würde viel zu teuer werden und schließlich kann durch Erhöhung des Zementzusatzes der gleiche Zweck, nämlich eine Erhöhung der Druckfestigkeit billiger erreicht werden.

In Tabelle 1 seien die Ergebnisse der Versuche aufgeführt, welche auf Antrag der Bauleitung der Berliner Hoch- und Untergrundbahnen im königlichen Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde zwecks Auswahl einer geeigneten Kiessorte für die Herstellung der Tunnelmauern angefertigt wurden. Zu den Versuchen wurden diejenigen Kiessorten verwendet, welche in Berlin meistens Verwendung finden und den Berliner Markt beherrschen; der Zement ist aus der Portlandzementfabrik Rüdersdorf.

Bei dem Vergleich der Ergebnisse wird besonders auffallen, daß der Beton aus Oderkies im Mischungsverhältnis 1:8 eine größere Festigkeit ergab, als der im Verhältnis 1:7 gemischte Beton. Über diese widersprechende Erscheinung gibt das Raumgewicht des eingestampften Betons Aufschluß, welches für Beton im Mischungsverhältnis

Tabelle 1.

Größe der Versuchskörper 30 cm; mit Hand eingestampft in 3 Schichten von je 10 cm Höhe.

Kiessorte	Oderkies	Elbekies	Grubenkies aus Trebbin	Grubenkies von der Oder	Grubenkies aus der Nähe von Rüdersdorf										
Kieselgehalt über 3,0 mm Korngröße	39 %	28,7 %	42,7 %	26,8 %	39,6 %										
Lehmgehalt	0 %	0 %	1,9 %	1,33 %	0,9 %										
Raum- gewicht in ge- trock- netem Zustand	lose einge- laufen ingerüttelt	1,755	1,717	1,847	1,748	1,806									
		1,986	1,949	2,139	2,007	2,046									
Alter der Probekörper in Tagen	Druckfestigkeit in kg/qcm nach														
	7	28	90	7	28	90	7	28	90	7	28	90	7	28	90
Mischungsverhält- nis 1 Zement + 6 Kies	121	161	201	99	131	155	102	146	180	102	148	179	113	170	207
1 Zement + 7 Kies	84	121	147	90	129	162	99	141	182	84	121	150	98	142	171
1 Zement + 8 Kies	94	126	155	52	83	100	51	83	112	71	105	130	98	137	170

1:8 zu 2,28 ermittelt wurde, gegen 2,265 für Beton 1:7, während infolge ihres größeren Zementgehaltes die Mischung 1:7 das größere Raumgewicht hätte ergeben müssen; die Mischung 1:8 muß somit aus einem grobkörnigeren Kies hergestellt sein, welcher eine größere Dichtigkeit besitzt. Bekanntlich entmischen sich Flußkiese bei trockener Lagerung sehr häufig.

Bei Betrachtung der Korngrößen der Kiessande in Tabelle 2 sehen wir, daß keine der zu den Versuchen verwendeten Kiessorten die Bedingungen erfüllt, welche an einen guten Betonkies im allgemeinen gestellt werden; es enthält kein Kiessand die einzelnen Korngrößen von 0,1 bis 15 mm in gleicher Menge.

Es kann als bekannt vorausgesetzt werden, daß Beton aus Kies, welcher vorwiegend grobe Bestandteile enthält, dessen feinere Korngrößen jedoch den vorgenannten Bedingungen entsprechen, eine um so größere Festigkeit erreicht, je mehr grobes Material im Kies enthalten ist. Diese Erhöhung der Betonfestigkeit wird auch durch folgende Überlegung bestätigt: Wenn wir die einzelnen Kieskörner als Kugeln von verschiedenem Durchmesser annehmen, so wird das Verhältnis $\frac{\text{Oberfläche}}{\text{Inhalt}}$ der einzelnen Körner

kleiner je größer deren Durchmesser wird, oder je größer der Kies ist, um so weniger Flächen hat der Zement bei gleicher Kiesmenge zu kittend und eine um so größere Festigkeit kann mit einem mageren Mischungsverhältnis erzielt werden. Die Menge der groben Bestandteile darf jedoch eine gewisse Grenze, welche von der Korngröße der Kiesel abhängig ist, nicht überschreiten.

Solche Kiessande, welche vorwiegend Korn von mehr als 7 mm Korngröße enthalten, kommen

in Norddeutschland im besonderen in der Mark überhaupt nicht vor, und fallen daher aus dem Rahmen dieser Ausführungen.

Aus dieser Betrachtung ergibt sich, daß beispielsweise der Oderkies durch Zusatz von Kiesel in der Korngröße von 5—15 mm würde verbessert werden.

Wie jedoch bereits an anderer Stelle dieser Ausführung erwähnt ist, würde diese Verbesserung unter Bezugnahme auf Berliner Verhältnisse infolge des hohen Preises für ausgesiebte Kiesel nicht ökonomisch sein. Man würde daher zur Erzielung einer höheren Festigkeit vorteilhafter ein fetteres Mischungsverhältnis wählen. Dagegen wird nicht nur allein durch Kiesel sondern auch durch Zusatz von feinem Sand, welcher vielfach beim Ausschachten der Baugruben kostenlos gewonnen wird, der Betonkies nicht nur verbessert, sondern auch die Kosten für die Betonmischung können dadurch ermäßigt werden.

In der Tabelle 3 sind die Ergebnisse aufgeführt, welche mit Betonversuchen aus Oderkies, dem feiner Sand in verschiedenen Mengen zugesetzt ist, ermittelt wurden. Der Sand ist aus den Baugruben der Berliner Untergrundbahn in der Schönhauser Allee, in der Wallstraße und in der Taubentzenstraße entnommen.

Aus den Versuchsergebnissen, welche in Tabelle 3 aufgeführt sind, geht hervor, daß der aus Oderkies hergestellte Beton im Mischungsverhältnis 1:6, bis 1:9 durch Zusatz von feinem Sand bis zu 20% verbessert wird.

In Figur 1 sind die Versuchsergebnisse der besseren Übersicht halber graphisch — die Festigkeiten auf der Ordinate, die Raumteile Kies auf 1 Raumteil Zement auf der Abszisse — aufgetragen.

Tabelle 2.

Kiessorte	Korngröße des gesiebten Korns in mm									
	15	10	5	3	2	1,2	0,8	0,5	0,25	0,1
	Menge der übergeschriebenen Korngrößen in %									
Oderkies	0,0	6,5	19,5	13,0	12,0	16,5	12,5	15,5	4,2	0,3
Elbekies	3,6	6,7	11,4	7,0	8,8	20,4	19,2	19,0	3,65	0,25
Grubenkies aus Trebbin	13,4	9,8	13,3	6,2	6,8	9,7	5,1	12,3	8,3	15,1
Grubenkies von der Oder	4,8	6,8	10,5	4,7	5,5	14,3	18,3	19,3	9,2	6,6
Grubenkies aus der Nähe von Rüdersdorf	17,3	5,9	10,4	6,0	8,0	16,8	11,5	13,5	5,4	5,2

Die Festigkeitskurve des mit Sandzusatz aufbereiteten Betons verläuft für die 4 Mischungsverhältnisse nahezu parallel über der Kurve des ohne Sandzusatz aufbereiteten Betons.

In Figur 2 sind auf der Ordinate die Festigkeiten, auf der Abszisse die Prozente des Sandzusatzes bezogen auf die Kiesmenge abgetragen.

Für die beiden untersuchten Mischungsverhältnisse 1:6 und 1:8 erreicht ein Sandzusatz von 20% die größte Festigkeit. Auch bei diesem Schaubild ist ein gleichmäßiger Verlauf der beiden Kurven festzustellen.

Die Wirtschaftlichkeit der Verbesserung des Betonkieses durch Sandzusatz tritt noch deutlicher hervor, wenn die Materialkosten für 1 cbm Beton und 1 kg/qcm Betonfestigkeit der untersuchten Betonmischungen mit und ohne Sandzusatz verglichen werden.

Für 1 cbm eingestampften Beton im Mischungsverhältnis 1:6 werden verbraucht:

rd. 1150 l Kies

und 192 l Zement.

Die Kosten für 1 cbm Kies sollen betragen 5 M, für 1 cbm Zement nach Zustandekommen des Zementsyndikates rd. 45 M.

Es wird angenommen, daß durch Sandzusatz eine Ersparnis an Kies nicht eintritt, sondern daß nur die Abfuhrkosten des Sandes, welche mit 1,50 M für 1 cbm veranschlagt seien, erspart werden.

Die Materialkosten für 1 kg/qcm Druckfestigkeit und 1 cbm Beton im Mischungsverhältnis

vorausgesetzt, daß statische Gründe nicht dagegen sprechen.

Der Vollständigkeit halber sei noch bemerkt, daß die in Tabelle 1 und 3 angeführte Würfel-festigkeit nicht der Bauwerksfestigkeit gleichgesetzt werden darf; erfahrungsgemäß kann angenommen werden, daß die im Bauwerk nach 28 Ta-

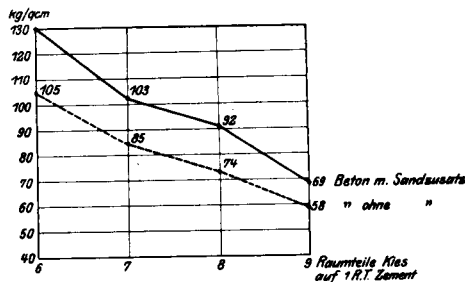


Fig. 2.

gen Erhärtung herrschende Druckfestigkeit bei sorgfältiger und sachgemäßer Ausführung und unter Abrechnung von Frosttagen zu 70% der Würfel-festigkeit angenommen werden kann.

Korngröße des Kieses, welcher zu den Versuchen in Tabelle 3 verwendet wurde.

Gehalt an Körner von	
über 7 mm Korngröße:	5,5%,
" 2 " "	26,7%,
" 0,5 " "	66,0%,
" 0,25 " "	1,6%,
" 0,10 " "	0,2%.

Die Korngröße des dem Kiese prozentualiter zugesetzten Sandes war 0,1 bis 0,5 mm.

Tabelle 3.

Alter der Versuchskörper 28 Tage.
Würfelgröße der Versuchskörper 30 cm; eingestampft in 2 Schichten von je 15 cm Höhe mit der Schmidtschen Stampfmaschine.

Sandzusatz in % der Kiesmenge	Mischungsverhältnisse					Normen- festigkeit des Zementes nach 28 Tagen
	1:6	1:7	1:8	1:9	1:10	
	Druckfestigkeit in kg/qcm					
0%	105	85	74	58	59	20,4 kg/qcm Zug 280 kg/qcm Druck
20%	130	—	92	69	—	
30%	—	103	—	55	53	
40%	108	—	75	—	—	
70%	87	—	49	—	—	20,0 kg/qcm Zug 217 kg/qcm Druck
0%	58	57	53	—	—	
20%	—	—	74	—	—	
30%	—	80	—	—	—	
40%	—	77	—	—	—	

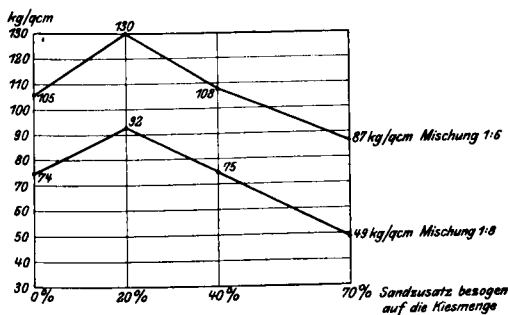


Fig. 1.

nis 1:6 berechnen sich zu 13,1 Pf; bei 20% Sandzusatz ermäßigen sich die Kosten auf 10,4 Pf.

Für Beton im Mischungsverhältnis 1:8 sind die entsprechenden Zahlen 15,8 Pf und bei 20% Sandzusatz 12,4 Pf.

Diese Zahlen lassen zur Genüge erkennen, daß durch Zusatz von feinem Sand zum Oderkies wesentliche Kosten erspart werden können; anderseits ist noch darauf hinzuweisen, daß es wirtschaftlicher ist, ein fettes Mischungsverhältnis zu wählen und durch geringe Abmessungen des Bauwerkteiles den Beton stärker zu beanspruchen;

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Die Portlandzementfabrik Elm. Von Zivilingenieur Karl Gramm. Eingehende Beschreibung mit Abb. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 21.

Die Gigantomühle. Kurze Angaben über die Leistungsfähigkeit dieser Holzzerkleinerungsmaschine. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 15. (Vgl. Tonind.-Ztg. 1911.)

Schwarzer Zement. Die Prüfungsergebnisse für diesen Zement werden ausführlich angegeben. Beton-Ztg. 1911. Nr. 48.

Prima französischer Portlandzement. Entscheidung des Reichsgerichts, daß nach dem Wettbewerbsgesetz ein französischer Portlandzement von 30–32% Schlackengehalt nicht als „prima französischer Portlandzement“ bezeichnet werden dürfe. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 21.

Eisenbeton und Müllverbrennungsschlacke. Die eingehend beschriebenen Untersuchungen von Prof. Rohland über die Müllverbrennungsschlacke der Stadt Barmen zeigten ihre Verwendbarkeit für Beton- und Eisenbetonkörper. Beton-Ztg. 1911. Nr. 45.

Mixing and conveying concrete by compressed air. Beschreibung einer Maschinenanlage zum Mischen und Transportieren von Beton mittels Preßluft. Mit Abb. Engg. News Bd. 66. Nr. 6.

Drahtverschluß für Zementsäcke. Von Dr. Otto Schott (New York). Dieser Verschluß wird mit Abb. eingehend beschrieben. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 15.

Holz zur Bewehrung von Beton. Kritische Besprechung von Proben an Verbundkörpern dieser Art in England. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 25.

2. Prüfung und Untersuchung.

Über die Konstitution des Portlandzementes. Von Dipl.-Ing. Erich Wetzel. Nach den Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde. Beton-Ztg. 1911. Nr. 46.

Österreichische Zementprüfungen. Tabellarische Zusammenstellung der Ergebnisse der mechanisch-technischen Prüfung von 96 Zementen im Jahre 1910. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 24.

Recherche des matières étrangères additionnées au ciment. Die Verfahren zur Prüfung des Zementes auf Verfälschungen mit Hilfe der Lupe, des Raumgewichtes, der chemischen Analyse und der Trennung in einer Flüssigkeit mit entsprechendem spezifischem Gewicht. Revue mat. constr. trav. publ. 1911. Nr. 11.

Über die Qualitätsverhältnisse österreichisch-ungarischer Drehrohrofenzemente. Von Dr. Heinrich Renezed. Veröffentlichung über die eingehenden Untersuchungen dieser Zemente. Zement u. Beton 1911. Nr. 47 u. 49.

Die Eisenbestimmung im Portlandzement. Von Dr. Calame. Untersuchung über die Zulässigkeit der drei gebräuchlichen maßanalytischen Eisenbestimmungen mit dem Ergebnis, daß sie vollauf auch für das Verfahren beim Portlandzement genügen. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 26.

Zerstörung von Beton durch Bodenbestandteile. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick. Verfasser bespricht die bedeutsamen Ergebnisse der Versuche Professor Klaudys (Wien). Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 26.

La constraction du béton armé et non armé. Den amerikanischen Versuchen von Goldbeck werden solche von Mesnager gegenübergestellt, die eine recht gute Übereinstimmung ergeben. Die Zusammenziehung beträgt danach 0,45 bis 0,55 mm auf 1 m. Mitteilung der Versuchsergebnisse. Le Ciment 1911. Nr. 11.

Das Schwinden des Zements. Die Ergebnisse französischer Untersuchungen werden mitgeteilt. Beton-Ztg. 1912. Nr. 4.

Practical tests of sand and gravel proposed for use in concrete. Nach einem Vortrag von Mc Russell S. Greenman. Nicht immer ist der Zement schuld, wenn an Zementbauten Mängel festgestellt werden oder Bauunfälle sich ereignen. Die Ursache wird häufig auch in der Beschaffenheit der Zusatzstoffe zu suchen sein. Es ist daher eine vorherige Prüfung namentlich des Sandes ebenso wichtig wie die des Zements und ebenso notwendig ist, daß die Versuchsstoffe genau den zum Bau verwendeten entsprechen. Verfasser empfiehlt Laboratoriums- und Feldversuche nach einheitlichen Gesichtspunkten, um für eine sichere Beurteilung der Zusatzstoffe bestimmte Anhalte zu erlangen. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 13.

Balkenversuche. Dr. F. v. Emperger spricht sich angesichts der umfangreichen Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton für Aufstellung eines klaren einheitlichen Programms aus, um auseinanderhalten zu können, was noch der Klärung bedarf und was nicht. Beton u. Eisen 1912. Heft III.

Direkte oder indirekte Prüfung des Betons? Von Dr.-Ing. Färber. Verfasser verweist auf die Nachteile der direkten Prüfung des Betons (Würfelprobe) und auf die Schwierigkeit, einwandfreie Ergebnisse bei diesem Verfahren zu er-

zielen. Er empfiehlt die indirekte Prüfung (Balkenprobe) und erläutert eingehend die Vorzüge der Reformprobekonstruktion für die von der Firma Buchheim & Heister patentierte Prüfmaschine. Beton u. Eisen 1912. Heft IV.

Mörtelberappmaschine. Beton-Ztg. 1911. Nr. 49.

Wasserdichtes Verputzmaterial. Beschreibung eines Verputzmörtels aus gemahlenem Zechstein. Beton-Ztg. 1911. Nr. 46.

Wasserdichter Beton durch Seifenzusatz. Die Wirkung dieses Zusatzes wird auf ein Verkitten der Poren zurückgeführt. Beton-Ztg. 1911. Nr. 49.

Lagerdauer angemachten Zementmörtels und dessen Erhärtungsfähigkeit. Nach H. Burchartz: Aus den Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde. Beton-Ztg. 1911. Nr. 46.

Eine neue Methode, Beton wasserdicht zu machen. Nach den Versuchen der amerikanischen Materialprüfungsgesellschaft ist die Undurchdringlichkeit des Betons lediglich eine Frage der Dichtigkeit. Diese ist zu erzielen durch Ausfüllen der Poren mit einer pulverförmigen, unlöslichen Substanz, wozu sich Kalk (Nachteil Ausblühungen) oder besser Kaolin trocken beige mischt eignet. Fettsubstanzen, Kalkseife usw. wirken nur durch den in ihnen enthaltenen gelöschten Kalk. Beton-Ztg. 1911. Nr. 46.

Versuche mit wasserdichtem Beton. Von A. Grittner. Arm. Beton 1912. Heft 1.

Höhenänderung gemauerter Pfeiler infolge Erhärtung des Mörtels. Von Prof. Dr. Karl Scheel. Verfasser beschreibt eingehend die Versuche, die er seit 1903 in der Physikalisch-Technischen Reichsanstalt ausgeführt hat, um zu entscheiden, welche Mörtel bei Pfeilermauerungen im Hinblick auf eine möglichst schnell eintretende Unveränderlichkeit der Pfeiler anzuwenden sind. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 21.

Eisenbeton und der elektrische Strom. Von Prof. Dr. Rohländer. Arm. Beton 1912. Heft 1.

3. Wirtschaftliches.

Tarifierung von Eisenbetonwaren. Der Deutsche Betonverein tritt in einer Polemik gegen den Stahlwerksverband für die Herabsetzung der Tarife für Eisenbetonwaren ein. Beton-Ztg. 1911. Nr. 44.

Rückblick und Ausblick des Betonbaugewerbes. Beton-Ztg. 1912. Nr. 2.

Schiedsgericht fürs Betongewerbe. Abdruck der wichtigsten Bestimmungen aus der vom Deutschen Betonverein aufgestellten Schiedsgerichtsordnung. Beton-Ztg. 1911. Nr. 45.

Travaux étudiés en 1910 par la Soc. Considère, Pelnard & Cie. Ausführungen der genannten Firma im Jahre 1910. Vergl. V, 3.

II. Theorie.

Die Anordnung der Bügel und Stabaufbiegungen bei trapezförmiger Schubkraftfläche. Von Dipl.-Ing. H. v. Bronneck, Wien. Ein Verfahren zur graphischen Ermittlung der Schubkraftflächen für die einzelnen Bügel oder Stabaufbiegungen in einem durch gleichförmig verteilte Belastung und Einzellasten beanspruchten Eisenbetonbalken. Beton u. Eisen 1912. Heft IV.

Dimensionierungsmethode für Platten und Balken mit doppelter Eiseneinlage. Von Dipl.-Ing. P. Kaufmann, Hamburg. Anwendung der Methode auf ein Beispiel. Beton u. Eisen 1912. Heft III.

Berechnung von Eisenbetonbalken mit eingelegten Drahtwicklungen in der Druckschicht. Rechnungsbeispiel zum Runderlaß des preuß. Ministers d. öff. Arb. Zentr. d. Bauv. 1912. Nr. 17.

Tabelle zur Bestimmung der Spannungen in Eisenbetonplatten. Von Prof. E. Suen-son, Kopenhagen. Mitteilung der Zahlentafel und Erläuterung ihrer Zahlen. Anwendung auf Beispiele. Beton u. Eisen 1912. Heft III.

Come si può giudicare del grado d'incastramento d'una trave? Über die Stärke der Einspannung eines Balkens. Verfasser weist zunächst nach, daß der Stützpunkt eines beiderseits eingespannten Balkens nicht in der Vorderkante der Einspannungsstelle, sondern weiter zurück liegt, im allgemeinen sogar hinter der Mitte der Einspannungslänge. Die Entfernung x von der Vorderkante der Einspannungslänge a berechnet sich für einen Balken, der in der Entfernung l von dieser Vorderkante mit einer Last belastet ist, zu:

$$x = \frac{a}{2} \left\{ 1 + \frac{1}{6 \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{2} \right)} \right\}.$$

Einen richtigen Wert für die Biegemomente bekommt man also erst unter Berücksichtigung dieser wirklichen Stützweite. Ferner wird gezeigt, daß volle Einspannung nur sehr selten vorhanden ist, und wie sich die Momente in Balkenmitte und an der Einspannungsstelle bei nur teilweiser Einspannung ergeben. Vergl. auch Deutsche Bauzeitung 1908. Mitt. Nr. 12. — Il Cemento 1912. Nr. 2.

Beitrag zur Berechnung des kontinuierlichen Balkens. Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann. Zement u. Beton 1911. Nr. 51.

Über die lastverteilende Wirkung der Querträger. Von Dr.-Ing. F. Kögler. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Heft 3.

Praktische Berechnung des dreistielligen Rahmens. Von Ing. H. Teute. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 42, 45 u. 46.

Berechnung von Rahmenkonstruktionen. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche. Zement u. Beton 1911. Nr. 50.

Über die Berechnung von Druckstäben (Knickfestigkeit). Professor H. Kayser gibt eine Formel zur Berechnung der Knickbeanspruchung, die die Euler- und die Tetmajerformel in sich schließt. Die Ergebnisse nach dieser Formel sind für verschiedene Querschnittsformen in Schaubildern dargestellt. Zentr. d. Bauv. 1912. Nr. 19.

Berechnung von statisch unbestimmten Dachkonstruktionen. Von Regierungsbaumeister a. D. Samter, Ziv.-Ing. Zement u. Beton 1911. Nr. 49.

Zur Berechnung von Kugelkappengewölben über rechteckigem Grundriß. Von Dipl.-Ing. Otto Skall. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 49.

Berechnung von Silowänden. Zuschrift von Dipl.-Ing. M. Salomonsen. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Heft 2.

Neues über Konstruktion und Berechnung von Silos. Von Obering. H. Möhrle. Verfasser führt an Stelle der von Mörsch und anderen Theoretikern als Querschnittsform für Siloumschließungswände ermittelten parallel begrenzten Wand eine wirtschaftlichere Lösung vor, indem er die Silowand als solche von überall gleichem Widerstand ausbildet. Eingehende Berechnung. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 48.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Die Schubbewehrung der Eisenbetonbalken. Nach den neuesten Forschungen besprochen von Prof. Dr.-Ing. Saliger in Wien. Verfasser kommt in dieser wertvollen Zusammenstellung zu folgenden Ergebnissen:

- a) Balken mit geraden Eiseneinlagen ohne Haken.

Da die Haftfähigkeit veränderlich und unsicher ist, sollte die Verbundwirkung in keinem größeren Tragwerk von ihr allein abhängig gemacht werden.

- b) Balken mit geraden Eiseneinlagen mit Haken.

Die auf Zug beanspruchten Eisenstäbe sollen in allen größeren Trägern runde (sog. Considère-) Endhaken besitzen. Der sprengenden Wirkung der Endhaken, welche nach Überwindung der Haftung auftritt, insbesondere an den Balkenenden, ist durch Querbewehrung des Betons (mit Splinten geschlossenen Bügeln, Umschnürung) zu begegnen. Eine Berechnung der Haken ist nach dem gegenwärtigen Stand der Forschung noch nicht möglich. Der Verbund und daher die Tragfähigkeit sind bei Vorhandensein von Haken von der Größe der Haftung nicht abhängig. Der Nachweis von Haftspannungen ergibt daher auch kein tatsächliches Maß der Sicherheit. Die Berechnung von Haftwerten mit Berücksichtigung der Haken (österr. Vorschriften) kann nur symbol-

lischen Wert haben. Die Frage des Verbundes nach Überwindung der Haftfähigkeit (des Gleitwiderstandes) harrt noch der Lösung.

- c) Schubbewehrung durch Bügel.

Bügel erhöhen für sich stets bedeutend und in Verbindung mit Schrägeisen dann den Schubwiderstand, wenn die Schrägbewehrung zur Aufnahme der Querkräfte nicht ausreicht. Ob sie auch in einwandfrei schräg bewehrten Balken den Schubwiderstand vermehren, darüber geben die Versuche keine Auskunft; jedenfalls ist aber von ihnen an den Balkenenden und an den Abbiegestellen der Längseisen eine mittelbare Wirkung zu erwarten, da sie das Zerspalten der Balken verzögern und sonach den Verbund fördern.

- d) Schubbewehrung durch Schrägeisen.

Die vollkommenste Aufnahme der Hauptzugkräfte erfolgt, wenn die Schrägeisen gemäß dem Verlauf der Zugtrajektorien unter 45° liegen und sich einem einfachen oder engmaschigen Fachwerk einfügen, dessen Druckdiagonalen (entsprechend den Drucktrajektorien) nicht flacher als 45° liegen. Ob die Schrägkräfte aus den Hauptzugspannungen oder nach der Fachwerktheorie berechnet werden, ist gleichgültig. Nach den Versuchen sind jene Anordnungen weniger wirksam, bei welchem die im gefährlichen Querkraftfeld liegenden Enddiagonalen Druckglieder sind. Als mangelhaft erweisen sich jene Schrägbewehrungen, welche ein stabiles Fachwerk mit Druckdiagonalen steiler als 45° nicht ergeben. Dtsch. Bztg. Mitt. 1912. Nr. 4.

Versuche mit umschnürtem Gußeisen. System Dr. von Emperger. Von der Grundidee ausgehend, die hohe Druckfestigkeit des Gußeisens zur Bildung von Druckgliedern auszunutzen, hat man mit Gußeisensäulen, die nach Angabe Dr. v. E.'s mit umschnürten Beton ummantelt wurden, Versuche gemacht, die außerordentlich günstige statische und wirtschaftliche Ergebnisse für die Verwendbarkeit des Gußeisens gezeitigt haben. Die Versuche werden beschrieben. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft 3.

Präzisions-Biegunsmesser. Von Ziv.-Ing. E. Jakobi-Siesmayer. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 44.

Kaminschwankungen. Von Ing. N. Peters. Untersuchung inwieweit die bei den bisher üblichen Rechnungsverfahren ermittelten Spannungen durch Berücksichtigung von Kaminschwankungen sich vergrößern. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 26.

IV. Leitsätze und Vorschriften.

Runderlaß über Mauerwerksgewicht. Der preußische ministerielle Runderlaß vom 5. Januar 1912, der insbesondere eine Erhöhung für das Eigengewicht von Ziegelsteinen vorsieht, wird mit den Tabellen über die Eigengewichte der

gebräuchlichen Baustoffe abgedruckt. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 17.

Le nuove norme inglesi sulle costruzioni in Cemento armato. Die englischen Leitsätze (vom Joint committee on reinforced concrete aufgestellt) werden eingehend besprochen und mit den italienischen verglichen. Il Cemento 1911. Nr. 22.

L. C. C. Regulations for reinforced concrete. Abdruck der Bestimmungen, welche die Baugesetzkommission des Londoner Grafenschaftsrates über den Bau von Gebäuden aus Eisenbeton aufgestellt hat und der Regierung zur Genehmigung vorlegen wird. Die Bestimmungen behandeln in 10 Kapiteln mit 160 Paragraphen Allgemeines, Festsetzungen für Belastung und Berechnung, Balken, Pfeiler, Mauern, Gründungen, Ummantelung, Baustoffe, Versuche, Rüstung und Herstellung. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Bd. VI. Nr. 12.

Amerikanische Vorschriften für Eisenbetonbauten. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst. Arm. Beton 1912. Heft 3.

Runderlaß betr. Leitsätze über die Aufstellung der Unfallstatistik für Eisenbetonbauten. Beton-Ztg. 1911. Nr. 45.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Bauunfälle.

Vom Mauerwerksgewichte. Von Prof. E. Suenson (Kopenhagen). Die eingehenden Untersuchungen und ihre Ergebnisse werden veröffentlicht. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 25.

Anstrich auf Zementflächen. Bei noch nicht genügend erhärteten Betonflächen wird durch den frei werdenden Kalk der zu früh aufgebrachte Ölfarbanstrich zerstört. Die ausgeschwitzten Alkalien verseifen die Oberfläche. Zur Vorbereitung solcher noch nicht ausgetrockneter Betonflächen für den Ölfarbanstrich wird die Behandlung mit verdünnter Schwefelsäure oder Zinksulfatlösung oder kohlensaurem Ammoniak vorgeschlagen. Beton-Ztg. 1911. Nr. 44.

Technische Fortschritte in der Zementwaren- und Kunststeinindustrie 1911. Eingehende Besprechung aller Verordnungen und Erfindungen im Jahre 1911, die von Einfluß auf diese Industrie waren. Beton-Ztg. 1912. Nr. 2.

Gärbottiche in Eisenbeton. Von Dr. A. Moyer. Kurzer Bericht über die Versuche eine brauchbare Ausbildung zu finden. Zement u. Beton 1911. Nr. 43.

Herstellung von Betonbadewannen. Eingehende Beschreibung der Form und Herstellung dieser Wannen, für die eine Mischung von 1 Teil Zement zu 2 Teilen Terrazzo verwendet wird. Mit Abb. Beton-Ztg. 1911. Nr. 44.

Aschebehälter aus Eisenbeton. Beton-Zeitung 1912. Nr. 3.

Fußbodenbelag aus Zementbeton und Eisenspänen. Beton-Ztg. 1911. Nr. 4.

Verlegungsalter von Zementrohren. Von Fr. Wendt. Verfasser gibt das Ergebnis einer Rundfrage bei 154 Verwaltungen bekannt. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 26.

Rentabilität einer Preßluftanlage für Zementwarenfabriken. Zahlenmäßiger Nachweis einer solchen Anlage. Beton-Ztg. 1912. Nr. 2.

Gesteinsbohrmaschine für Bauarbeiten. Beschreibung der elektrischen Bohrmaschine von Siemens-Schuckert und einiger mit ihr ausgeführter Arbeiten, insbesondere Ab- und Ausbrüche. Mit Abb. Zentr. d. Bauv. 1912. Nr. 11.

Neue Putzträger. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 50.

General notes on placing steel reinforcement. Von Jerome Cochran. Ratschläge über die Behandlung der Bewehrungsseisen auf der Baustelle und im Bauwerk. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 6.

Formkasten zur Herstellung von Eisenbetonmasten wie er von der Firma Wölle verwendet wird. Beton-Ztg. 1911. Nr. 46.

Telegraphenstangen aus Holz und aus Beton. Von F. P. W. Schröder. Verfasser tritt ein für die Maste aus Eisenbeton. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 24.

Der Einsturz des Warenhauses Krell in Weiden i. O. Von Dipl.-Ing. H. Goebel, Nürnberg. Beschreibung des Bauunfalles, dessen Ursachen in einer vollständig unsachgemäßen Konstruktion und Berechnung bei Verwendung höchst minderwertigen Betons zu suchen sind. Beton u. Eisen 1912. Heft IV.

Une série noire. Unter der Überschrift „Eine schwarze Liste“ spricht sich die Zeitschrift Le Ciment armé gegen die Statistik der Bauunfälle aus, die neuerdings für das Gebiet des Eisenbetonbaues bei uns geführt wird. Sie begründet das unter anderm damit, daß es sehr schwer sei, wirklich zutreffende Unterlagen und Erhebungen zu beschaffen, und daß es nicht angebracht sei, zu urteilen, ohne amtlich dazu berufen zu sein. Wenn die ausgesprochene Warnung vor Einseitigkeit auch zu beachten ist, so scheint es doch, als ob der Zweck der Statistik nicht ganz richtig aufgefaßt wäre. Le Ciment armé 1911. Nr. 11.

2. Ausführungen im Hochbau.

Gebäudesetzungen. Von Ing. K. Böhm-Gera. Die verschiedenen Ursachen werden eingehend mit Abb. besprochen. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 25.

The economical design of a reinforced concrete floor panel. Von J. Norman Jensen. Interessanter wirtschaftlicher Vergleich von 14 ver-

schiedenen Ausführungsformen einer Eisenbetondecke und Schlußfolgerungen. Mit Abb. der verschiedenen Konstruktionen. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 5. Äußerungen hierzu aus der Fachwelt vgl. unter The comparative designs of reinforced concrete flow panels. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 9.

Fuchssche Massivdecke. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 46.

Steineisenwände. Von L. Kropf. Eingehende Beschreibung und Berechnung für das Wandsystem des Architekten Kessler. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 46.

Rangkonstruktionen in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. H. W. K. Ziesemer. Eine solche Konstruktion wird mit ausführlicher Berechnung und Abbildung für ein Volkstheater beschrieben. Zement u. Beton 1911. Nr. 46.

Eisenbetonkonstruktionen in dem Neubau einer Gemeindeschule in Stettin. Von Stadtbauingenieur Weidmann. Es wird die Berechnung der Decken und Treppen aus Eisenbeton mit Abbildungen vorgeführt. Zement u. Beton 1911. Nr. 45.

Eisenbetonkonstruktionen im Neubau der Sparkasse zu Freiburg i. B. Ausbildung von Sterngewölben mit Oberlichten in Eisenbeton, Mitteilung der statischen Berechnungen und von Einzelheiten der Bewehrung. Mit guten Abbildungen. Dtsch. Bztg. Mitt. 1912. Nr. 3.

Ein Tonlagerhaus. Von Ing. A. Burghardt. Eingehende Beschreibung eines großen Rohstoffschuppens in Eisenbeton für die Boizenburger Wandplattenfabrik. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 44. — Vergl. auch L. März 1912. V, 2.

Die Eisenbetonkonstruktion der Großmarkthalle in München. Von Dipl.-Ing. B. Rueb und A. Keller. Ausführliche Beschreibung des Entwurfes, der statischen Berechnung und des Baues dieses bemerkenswerten Bauwerkes, welches einen reinen Eisenbetonbau von ungewöhnlichen Abmessungen darstellt. Bebaute Grundfläche $121,6 \times 114,8$ m. Drei Haupthallen mit zwei Zwischen- und zwei Seitenhallen. Zahlreiche Abbildungen. Vgl. auch L. März 1911. V, II. S. 110. Beton u. Eisen 1912. Heft IV.

Fabrikneubau Bosch in Stuttgart. Von Regierungsbaumeister Rimmele. Der vollständig in Eisenbeton hergestellte Fabrikneubau ist architektonisch so glücklich gestaltet, daß er für den städtischen Fabrikbau dieser Art als vorbildlich bezeichnet werden kann. Abweichend von der üblichen Verwendung von Putz und aufgetragener Kunststeinmasse sind die Eisenbetonkonstruktionen der Hauptfassade mit Glasurziegeln ummantelt. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 13.

Fabrikgebäude in Hannover. Von Ing. Kalisch. Kurze Beschreibung des Rechnungs-

ganges und der Ausführung. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 51.

Betonkonstruktionen der unterirdischen Bedürfnisanstalten in Charlottenburg. Von Stadtbaumeister Zangemeister. Einige Angaben über Entwurf und Ausführung dreier derartiger Anstalten. Hervorzuheben ist die bei zweien wegen ihrer Lage im Grundwasser schwierige Gründung, wobei die bewährte Methode der Grundwasserabsenkung mittels Rohrbrennen zur Anwendung gelangte. Mit Abbildungen und Einzelheiten. — Beton u. Eisen 1912. Heft IV.

Der Aussichtsturm auf dem Wolfshügel bei Dresden. Der von der Stadt Dresden errichtete Aussichtsturm in der Dresdener Heide ist von Stadtbaurat Erlwein entworfen worden und zeigt hervorragend künstlerische Form mit ausdrücklicher Betonung des Eisenbetoncharakters. Die Gesamthöhe beträgt 23,15 m, die Höhe der Aussichtsplattform 16,85 m über Gelände. Einige Angaben über die Ausführung. Mit Abb. u. Photogr. Beton u. Eisen 1912. Heft IV.

Das Eisenbetondach des städtischen Speichers am Osthafen in Berlin. Die Konstruktion des mächtigen Dachstuhles wird erläutert, ebenso der Gang der statischen Berechnung und die Ausführung. Der Speicher ist 108 m lang und 27,5 m breit, besitzt außer Keller- und Dachgeschoß noch sechs weitere Geschosse. Das Dach ist in einen Mittelbau von 17,90 m Höhe und zwei Seitenbauten von 11,32 m gegliedert, weist also recht beträchtliche Abmessungen auf. Mit Abb. u. Photogr. Beton u. Eisen 1912. Heft IV.

A concrete grain elevator at Buffalo. Großer Getreidesilo aus Eisenbeton mit zylindrischen Silozellen. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 7.

Nouveau procédé d'établissement de pieux en béton, armé ou non. Verfahren zur Herstellung von Beton- oder Eisenbetonpfählen im Erdreich mit Hilfe eines eisernen Vortreibrohres mit zusammenklappbarem Schuh. Von Dr.-Ing. E. Probst. Ausführliche Beschreibung. Mit guten Abbildungen. Le Ciment armé 1911. Nr. 11.

A 150000-Gallon reinforced concrete tank, Savannah, Ga. Von P. A. Fellows. Ein eigenartiger und kühner Eisenbetonbau ist der Wasserturm der Central of Georgia Eisenbahngesellschaft in Savannah. Bei kreisförmigem Querschnitt von unten am Fuße 10,5 und oben 7,5 m Durchmesser ist der Turm etwa 56 m hoch. Die Wandstärke beträgt nur etwa 19 cm oben und 22,5 cm unten. Mit Abb. Engg. News 1912. Bd. 66. Nr. 9.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Ein Eisenbetonbogen von 97,6 m Spannweite. Kurze Beschreibung der in Auckland in

Neuseeland erbauten Dreigelenkbogenbrücke aus Eisenbeton. Zement u. Beton 1911. Nr. 43.

Eine Forstbrücke aus Eisenbeton. Von Reg.-Baumstr. H. Krüche. Kurze Beschreibung einer Eisenbetonbalkenbrücke im Odenwalde, die in ihren Kosten den Anschlag für einen an ihrer Stellegeplanten Damm nicht überschreitet. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 48.

A protected I-beam bridge over railroad tracks. Beschreibung einer Straßenüberführung über eine zweigleisige Bahn in Philadelphia. Das Tragwerk sind einbetonierte I-Träger über 3 Öffnungen durchgehend. Bauart und Einzelheiten werden an der Hand von Abb. erläutert. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 3.

In Eisenbeton gewölbte Brücke bei Honnef am Rhein. Straßenbrücke mit 5 Öffnungen von 18 bis 26 m Weite und 40 bis 47 cm Bogenstärke. Beton der Bögen 1:3. Dehnungsfugen in den Stirnmauern und Geländer. Mit Abb. Dtsche Bztg. Mitt. 1912. Nr. 3.

Travaux étudiés en 1910 par la Société Considère, Pelnard & Cie. Verschiedene Ausführungen der vorstehenden Firma, insbesondere solche in unschnürtem Beton, werden beschrieben. Einige bemerkenswerte Beispiele seien herausgegriffen:

Pont de Chateau-Thierry: Bogenbrücke mit 2 Öffnungen von 39 m Spannweite für Kleinbahn und Straße; die Widerlager bestehen aus einer lotrechten und einer senkrechten Wand; erstere soll nur die lotrechten Lasten, letztere nur die wagrechten Kräfte aufnehmen; diese werden durch die Reibung der wagrechten Platte ins Erdreich übertragen. Die Bögen wurden mit vorläufigen Gelenken aus umschnürtem Beton hergestellt; die Bögen sind gleichfalls aus umschnürtem Beton und haben sich gelegentlich eines Hochwassers, bei dem sich der Mittelpfeiler um 12 cm senkte, ganz vorzüglich bewährt: Es war nach der Senkung nicht der geringste Schaden an den Bögen zu sehen.

Pont sur l'Oued Harrach (Algérie). Fachwerkträger (Parabelträger) ohne Streben für eine Straßenbrücke von 11 m Breite; Spannweiten 23, 32, 23 m. Durch ein Hochwasser des Harrach wurden die Lehrgerüste aller 3 Öffnungen mit fortgerissen, dazu die eben verlegten Eiseneinlagen einer Seitenöffnung; die Hauptträger der größten Öffnung waren erst seit 6 Tagen fertig gestampft, blieben aber stehen und bewiesen damit den außerordentlich günstigen Einfluß der Umschnürung selbst bei schlechtem (in diesem Falle noch ungenügend erhärtetem) Beton. Mit Abb. Le Ciment armé 1911. Nr. 11.

Zur Frage des Querverkehrs auf Brücken. Prof. Kayser kommt zu dem Schlusse, daß der ungehinderte Querverkehr auf Brücken gar nicht von so großer Bedeutung ist und daß er in den

allermeisten Fällen eine Erhöhung der Kosten bedingt. Zentr. d. Bauv. 1912. Nr. 11. — s. L. März 1912. V, 3. S. 126.

Beobachtungen beim Ausrüsten einer Eisenbetonbogenbrücke mit drei Gelenken. Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt, Von Prof. M. Rudeloff und Ing. O. Panzerbieter. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Heft 3.

Beachtenswerte Beobachtungen bei Belastungsversuchen an zwei französischen Bauwerken. Mitgeteilt von Dr.-Ing. Henri Marcus. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Heft 3.

4. Ausführungen im Wasserbau.

L'impiego del cemento armato nelle opere marittime fisse e natanti. In der Fortsetzung dieses Aufsatzes werden einige neue Formen für große Senkkästen aus Eisenbeton beschrieben, die zur Herstellung von Molen und von Unterbauten für Leuchttürme verwendet worden sind und vorgeschlagen werden. Mit Abb. Il Cemento 1911. Nr. 21, 22 u. ff.

I lavori portuali di Kobe. Beschreibung von Bauarbeiten im japanischen Hafen Kobe: Versenkung großer Senkkästen für Hafenmauern usw. mit Hilfe von Schwimmdocks. Ausführl. Beschreibung mit Abb. Il Cemento 1912. Nr. 2.

A remarkable concrete arch dam. Interessantes Beispiel einer Gewölbesperrmauer am Crowleyfluß, Malheur Country, Oregon. Die Mauer ist mit rd. 21 m Halbmesser geformt und besitzt bei etwa 18 m Höhe eine Stärke von nur rd. 1,3 m am Fuße und 0,75 m in der Krone. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 8.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Zement und Beton im Straßenbau. Von Gaman. Eingehende Beschreibung der für verschiedene Fahrbahnen üblichen Ausführungsweisen in Zement und Beton. Zement u. Beton 1911. Nr. 47 u. 49.

A prepared filler for macadam roads. Von Charles H. Hoyt. Beschreibung eines neuerdings in Amerika vielfach angewendeten Verfahrens zur Herstellung von Makadamstraßen. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 7.

Concrete pavements in Mason City. Von Mason City, Iowa, ist in neuester Zeit zur Herstellung von Straßenbefestigungen Beton im umfangreichen Maße verwendet worden. Das dabei angewendete Verfahren wird erläutert. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 4.

Construction of the pressure aqueduct, Ashokan reservoir. Angaben über Form und Bau einer Druckrohrleitung aus Beton in Ulster County. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 3.

Eisenbetonkanal in Lichtenberg. Von Ing. M. Rüdiger. Kurze Beschreibung des als

Kastenrahmens berechneten und ausgeführten Kanals. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 24.

Grundwasserwerk der Stadt Hannover in Elze bei Bennemühlen. Von Dipl.-Ing. Gaehme. Es wird insbesondere die in Eisenbeton ausgeführte Enteisungsanlage beschrieben. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 24.

The Queen Lane filters at Philadelphia. Von John S. Ely. Mitteilungen über die Gestaltung und Ausführung einer umfangreichen Erweiterungs-Filteranlage für Philadelphia. Als Baustoff werden Beton und Eisenbeton verwendet. Mit Abb. der Planung und Photogr. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 3.

VI. Allgemeine Fragen.

Der Unterricht im Eisenbetonbau. Zusammenstellung der Dozenten und Vorlesungszeiten der Stunden und der Besucherzahl des Unterrichts im Eisenbetonbau: a) an den technischen Hochschulen, b) an den deutschen öffentlichen technischen Lehranstalten c) an privaten Lehranstalten und d) an ausländischen Lehranstalten. Vgl. auch L April 1911, VI, S. 147. Beton u. Eisen 1912. Heft III.

The Engineering and technical societies of the United States and Canada. Ein Verzeichnis der wichtigen technischen Vereine in den Vereinigten Staaten und Canada eingeteilt nach nationalen, Staats- oder Bezirks- und örtlichen Vereinen. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 5.

RUNDERLÄSSE.

Runderlaß, betreffend die Berechnung von Eisenbetonbalken mit eingelegten Drahtwicklungen in der Druckschicht.

Berlin, den 9. Februar 1912.

Die durch meine Erlasse vom 18. September und 21. Dezember 1909*) III B. 8. 332 B. D. A. I D. 16 786 und III B. 8. 436 D. B. A. I D. 22 279 zunächst für Säulen zugelassene Bewehrung des Eisenbetons mit eingelegten Eisendrahtspiralen oder ähnlichen Wicklungen kann unbedenklich auch zur Verstärkung der Druckschicht von Eisenbetonbalken verwendet werden. Auch darf die Berechnung derartig bewehrter Balken nach den im Erlasse vom 18. September 1909 für Säulen angegebenen Verfahren erfolgen.

Die für diese Berechnung anzunehmende Betondruckkraft kann in der Weise ermittelt werden, daß die größte Randspannung des Betons, die sich nach der gewöhnlichen Berechnungsweise in dem Eisenbetonbalken unter Nichtberücksichtigung der Eiseneinlagen in der Druckzone ergibt, mit dem Inhalt der umschnürten Querschnittsfläche multipliziert wird.

Eu.... ersuche ich, den beteiligten Beamten und Behörden, soweit es Ihnen erforderlich erscheint, hiervon Kenntnis zu geben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.
III B. 8. 699 D. B. A. Im Auftrage:
I. D. 1942. Francke.

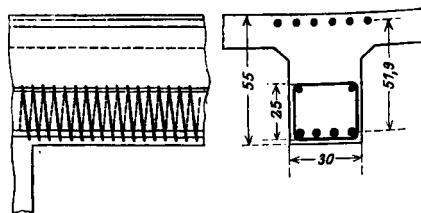
Berechnung von Eisenbetonbalken mit eingelegten Drahtwicklungen in der Druckschicht.

(Ergänzung des Z. f. B. für die Berechnung.)

Nach dem abgedruckten Runderlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten kann die für die

Berechnung von Eisenbetonbalken mit eingelegten Drahtwicklungen in der Druckschicht anzunehmende Betondruckkraft in der Weise ermittelt werden, daß die größte Rundspannung des Betons, die sich nach der gewöhnlichen Berechnungsweise in dem Eisenbetonbalken unter Nichtberücksichtigung der Eiseneinlagen in der Druckzone ergibt, mit dem Inhalte der umschnürten Querschnittsfläche multipliziert wird. Das hiernach einzuschlagende Verfahren ergibt sich aus folgendem Beispiel:

Die Abbildung stelle ein eingespanntes Balkenende dar, daß zur Aufnahme negativer Momente



an der Oberseite mit 6 Zugstäben von 22 mm Durchmesser und 22,81 qcm Querschnitt, zur Aufnahme positiver Momente an der Unterseite mit 4 Druckstäben von 16 mm Durchmesser und 8,04 qcm Querschnitt sowie mit einer rechtwinklig gebogenen Drahtspirale von 7 mm Durchmesser und 0,38 qcm Querschnitt auf 25 cm Höhe mit 4 cm Ganghöhe bewehrt ist. Das Angriffsmoment betrage 1 000 000 cm/kg.

Zunächst ist die Lage der Nullachse ohne Rücksicht auf die vorhandene Druckbewehrung zu bestimmen aus

$$x = \frac{15 \cdot 22,81}{30} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 30 \cdot 51,9}{15 \cdot 22,81}} \right) = 24,8 \text{ cm}$$

*) Zentralblatt der Bauverwaltung 1909, S. 529 u. 1910, S. 1.

Dann wird

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 1\,000\,000}{30 \cdot 24,8 \left(51,9 - \frac{24,8}{3}\right)} = 61,61 \text{ kg/qcm.}$$

Diese Druckspannung wird als gleichmäßig auf die umschnürte Querschnittfläche des Betonbalkens verteilt angenommen und ergibt dann die Druckkraft $P = 30 \cdot 25 \cdot 61,61 = 46\,200 \text{ kg.}$

Die umschnürte Fläche ist

$$F_b = 25 \cdot 30 = 750 \text{ qcm.}$$

Ferner ist $F_e = 8,04 \text{ qcm}$ und F'_s für 1 m Balkenlänge

$$= \frac{1,00}{0,04} \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 0,38 = 9,5 \text{ qcm.}$$

Nach dem Runderlaß vom 18. September 1909 (Zentralblatt d. Bauverw. 1909, S. 529) ist dann der ideale Druckquerschnitt

$$F_i = F_b + 15 F_e - 30 F'_s \\ = 750 + 15 \cdot 8,04 + 30 \cdot 9,5 = 1156 \text{ qcm,}$$

und hiernach wird

$$\sigma'_b = \frac{P}{F_i} = \frac{46\,200}{1156} = 40 \text{ kg/qcm.}$$

Die Scherspannungen sind außerdem in der üblichen Weise zu untersuchen.

(Zentralblatt für Bauverwaltung Nr. 17,
24. Februar 1912.)

Runderlaß, betreffend die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die Beanspruchung der Baustoffe.

Berlin, den 13. Februar 1912.

Zur Behebung von Zweifeln bestimme ich bezüglich der Auslegung der Vorschrift unter Abtheilung C, Abschnitt b, Ziffer 2, Absatz 2 der „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die Beanspruchung der Baustoffe vom 31. Januar 1910“*) das Folgende:

Bei der Berechnung der einzelnen Wandglieder, Rahmen, Binder usw. eines Gebäudes ist der Winddruck mit dem Betrage von 125 bzw. 150 kg/qm anzusetzen. Nur bei der Untersuchung von Tragwerken, die zur Aussteifung des ganzen Gebäudes gegen Winddruck und zu seiner Übertragung auf einzelne feste Punkte des Gebäudes dienen, kann der Winddruck zu 75 kg/qm angenommen werden.

EW. . . . ersuche ich, den beteiligten Beamten und Behörden, soweit es Ihnen erforderlich erscheint, hiervon Kenntnis zu geben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage:
Francke.

III. 102. D. B.

DIE VEREINIGUNG DER HÖHEREN TECHNISCHEN BAUPOLIZEIBEAMTEN DEUTSCHLANDS

hielt ihre 3. Tagung am 26. Februar d. J. im Architektenhause zu Berlin ab. Die Versammlung war von etwa 150 Teilnehmern besucht, unter denen man die Vertreter des preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten und des österreichischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, des Kgl. Materialprüfungsamtes, sowie der privaten Vereinigungen, Vereinigung Berliner Architekten, des Stahlwerkverbandes, des Vereins der Brücken- und Eisenbaufabriken, des Deutschen Betonvereins usw. bemerkte. — Zunächst erstattete Dr.-Ing. Sachs, Dortmund, den Jahresbericht, aus welchem hervorgeht, daß die Vereinigung sich unter tatkräftiger Unterstützung der beteiligten Fachkreise recht erfreulich entwickelt hat. — Als dann behandelte Baurat Berger, Breslau, ein durch Verhältnisse bei der Königsberger Baupolizei aktuell gewordenes Thema: Die Stellung der höheren technischen Baubeamten bei der Baupolizei, wobei er insbesondere ausführte, daß der Baupolizeidezernent kein Jurist sein dürfe, sondern zum Nutzen des bauenden Publikums unbedingt ein höherer Techniker sein müsse, weil dieser nur allein den Überblick über alle wirtschaftlichen und technischen Fragen besitze. Die vom Vortragenden vorgelegten Leitsätze wurden angenommen, und dann wurde beschlossen, diese sämtlichen interessierten Verwaltungen zuzusenden. — Über die neuzeitlichen Träger- und Deckenkonstruktionen in baupolizeilich-statistischer Hinsicht sprach hierauf der Kgl. Bauinspektor Dr.-Ing. Friedrich, Berlin. Er behandelte die Entwicklung dieser Konstruktion unter Vorführung von zahlreichen Lichtbildern, wobei er die Vorteile und Nachteile dieser Konstruktionen hervorhob. — Ein weiterer Lichtbildvor-

trag des Obergeringens der Stahlwerkverbandes, Dipl.-Ing. Fischmann, Düsseldorf, machte die Versammlung mit den vom Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken angestellten Festigkeitsversuchen mit Eisenkonstruktionen bekannt. Der Vortragende regte an, zusammen mit den in Frage kommenden Fachvereinen einheitliche Normen für Baumaterialien und für die Aufstellung und baupolizeiliche Prüfung von statistischen Berechnungen zu beraten. — In einem längeren Vortrage stellte Stadtbaurat Küster, Görlitz, Grundsätze für Verbesserungen der Bauordnungen in hygienischer und volkswirtschaftlicher Hinsicht auf und verbreitete sich insbesondere über die Belichtungsverhältnisse bei an Höfen belegenen Räumen, sowie über Gebäudehöhe, Hofabmessungen und Freiflächen. — Als Sachverständiger für Bauunfälle setzte Professor Sigund Müller von der Berliner Technischen Hochschule auseinander, daß die Baupolizei gegenüber den neuzeitlichen konstruktiven Anforderungen doch wesentlich andere Aufgaben zur Verhütung von Bauunfällen zu erfüllen hätte als früher und forderte die zweckentsprechende Beschäftigung statisch-konstruktiv ausgebildeter Kräfte. Die Versammlung folgte den Ausführungen des Vortragenden mit gespannter Aufmerksamkeit und dankte mit lebhaftem Beifall. — Die Erörterung der Fragen des Deutschen Betonvereins, die auf der Tagesordnung stand, sowie der Fragen des Zementwaren-Fabrikanten-Vereins Deutschlands wurde einem noch zu wählenden Ausschuß zur Vorberatung überwiesen, der im nächsten Jahre darüber referieren wird. — Ein weiterer Vortrag

*) Zentralblatt der Bauverwaltung 1910. S. 110.

des Bauinspektors Behrens, Leipzig, über eiserne Baukrane und ihre baupolizeiliche Behandlung mußte wegen der vorgeschrittenen Zeit ausfallen und wird im nächsten Jahre auf die Tagesordnung gesetzt werden. — Die Vorstandswahl ergab die Wiederwahl des bisherigen Vorstandes bis auf Herrn Baurat Schneider, München, der wegen

Krankheit ausschied und durch Herrn Baurat Steinberger, Darmstadt, ersetzt wurde. — Um 4 1/2 Uhr wurde die anregend verlaufene Sitzung vom Vorsitzenden Köhler, Beigeordneter und Stadtbaurat in Barmen, geschlossen. — Der ausführliche stenographische Bericht erscheint in Kürze.

XV. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETONVEREINS. *)

Am 26.—28. Februar fand die diesjährige Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins statt. Wie üblich, wurden am ersten Tag, den 26. Februar, die inneren Vereinsangelegenheiten in nicht öffentlicher Sitzung besprochen, während der zweite und dritte Tag allgemeines, sowie Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art brachte. Aus dem zunächst erstatteten Jahresbericht des Vorstandes ging hervor, daß sich der Verein in erfreulicher Weise weiter entwickelt und daß er seine Aufgabe, der Eisenbetonindustrie zu dienen, in vollem Maße gerecht wird. Einen großen Teil der Vereinsarbeit, wie der Tagesordnung der diesjährigen Versammlung nahmen die wissenschaftlichen Arbeiten in Anspruch. Nach dem Jahresbericht wurde über die Tätigkeit der verschiedenen Ausschüsse berichtet. Der Beton- und Eisenbetonausschuß hatte Versuche mit Bimsbeton angestellt, mit denen sehr gute Resultate erzielt worden waren. Der Schiedsgerichtsausschuß konnte ebenfalls mit dem Ergebnis seiner Arbeiten zufrieden sein, da sich nach verschiedenen Mitteilungen die vom Betonverein aufgestellte Schiedsgerichtsordnung bisher in der Praxis gut bewährt haben soll. Sodann berichtete der Vereinsdirektor Herr Regierungsbaumeister Petri über die Versuche, die im Auftrag des deutschen Ausschusses für Eisenbeton an den Materialprüfungsämtern in Groß Lichterfelde, Stuttgart, Dresden und Darmstadt stattgefunden hatten.

Der Bericht des Herrn Hüser über den Moorausschuß zeigte, daß man, wie es ja in der Natur der Sache liegt, hierbei zu einem endgültigen Abschluß noch nicht gekommen ist. Die Versuche mit kleineren Betonkörpern sind mittlerweile im großen und ganzen erledigt, jetzt sind Ergänzungsversuche in größerem Maßstabe im Gange.

Herr Baudirektor v. Bach machte einige Mitteilungen über seine Balkenversuche zum Vergleich der Biegezugfestigkeit mit der Würfelfestigkeit des Betons, welche fortgesetzt werden sollen.

Der Vortrag des Herrn Regierungs- und Baurats Schnapp über Brückenbauten über den Ems-Weserkanal mußte zum großen Bedauern wegen Unpäßlichkeit des Vortragenden ausfallen.

Aus dem Bericht des Vorstehers der Darmstädter Materialprüfungsanstalt, des Herrn Geheimrat Berndt, über den „Einfluß des elektrischen Stromes auf Eisenbeton“ ging hervor, daß der Eisenbeton den elektrischen Strom, wenigstens soweit er bei fertigen Bauten in Frage kommt, nicht zu fürchten braucht.

Den ersten Vortrag des dritten Tages hielt Herr Professor Gary, Groß Lichterfelde, über Versuche mit Stampfbeton verschiedener Zusammensetzung. Über die Versuche von Berndt, Scheit-Probst und Gary sind bereits Veröffentlichungen im Buchhandel erschienen. Die Vorträge des Herrn Baumeister Meuser, Gelsenkirchen, über „Beton- und Eisenbetonarbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube Alma“ sowie des Herrn Oberingenieur Baumstark, Dortmund, über „Schachtbau und Versteinerungsverfahren“ zeigten, daß Beton und Eisenbeton auch im Bergbau immer mehr festen Fuß fassen. Sodann berichtete Herr Regierungsbauingenieur Gehler über die Querbahnsteighalle am neuen Leipziger Hauptbahnhof†) und Herr Dipl.-Ing. Spangenberg über den Bau einer 34 m weit gespannten Kuppel an der katholischen Kirche in St. Blasien. Aus den Mitteilungen des Herrn Kommerzienrat Schwenk in Ulm über den „Monumentalbrunnen in Düsseldorf und andere neue Kunststeinausführungen“ ging hervor, daß die Bildhauer die Vorzüge eines guten Kunststeines wohl zu schätzen wissen.

Prof. Mörsch (Neustadt a. d. H.) berichtete sodann über „Versuche mit Säulen und deren Berechnung“. Er ging dabei besonders von Versuchen an der Stuttgarter Anstalt aus, die teils von der Anstalt selbst, teils von Wayss und Freitag veranlaßt waren und machte Angaben über eine Formel, die der französischen Säulenform ähnlich ist, und alle Eisenbetonsäulen, gewöhnliche wie umschnürte, umfassen soll. Da der Tag schon ziemlich weit vorgeschritten war, mußten sich die nächsten Redner ziemlich kurz fassen. Herr Dipl.-Ing. Kauer machte Angaben über die geplante „internationale Baufachausstellung in Leipzig 1913“. Da in diesem Jahr wegen der Jahrhundertfeier der Leipziger Schlacht der Leipziger Fremdenstrom nicht unbeträchtlich sein wird, so ist anzunehmen, daß die Baufachausstellung von gutem Erfolg begleitet sein wird. Sodann folgte der Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Kleinlogel über „neuere Versuche mit umschnürtem Beton“ und des Herrn Regierungsbaumeister Schluckebier (Oberkassel) über „einige Brückenbauten“, die beide viel Interessantes brachten. Mit einigen Mitteilungen über das Verhalten von Beton und Eisenbetonkonstruktion bei Erdbeben, sowie über Feuersicherheit und Abbruch von Betonbauwerken, und mit der Erledigung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen fand der diesmalige, sehr erfolgreiche und von über 700 Herren besuchte Betontag seinen Abschluß. Dipl.-Ing. Conrad.

MITTEILUNGEN DER SCHRIFTFÜHRUNG.

In den neuen österreichischen Eisenbetonbestimmungen ist ein Verfahren zur Berechnung der größten mittleren Haftspannungen vorgeschrieben worden, das sich wesentlich von der seither allgemein üblichen Haftspannungsberechnung unterscheidet. Wir werden darauf aufmerksam gemacht, daß dieses Berechnungsverfahren nicht neu ist, sondern schon im Heft 11 des Jahrganges 1909 unserer Zeitschrift von Prof. Hager unter der Überschrift, „Die Berechnung der Haftspannungen“ vorgeschlagen wurde.

*) Diesem kurzen Bericht sollen Aufsätze über einzelne Vorträge folgen. Die Schriftleitung.

ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTFÜHRUNG.

Versuche mit wasserdichtem Beton.

Der Aufsatz von A. Grittnr „Versuche mit wasserdichtem Beton in Nr. 1, 1912 dieser Zeitschrift, enthält einige Angaben, welche geeignet sind, die Verwendbarkeit der Fluats als Mittel zur Erzielung wasserdichten Zementes gegenüber anderen Mitteln in ungünstigem Lichte erscheinen

†) Siehe Veröffentlichung von Dr. Kögler im Aprilheft der Zeitschrift.

zu lassen, und die aus diesem Grunde nicht unwidersprochen bleiben sollen.

Aus den Grittnerschen Versuchen mit Fluatieren geht hervor, daß durch 6maligen Anstrich mit 20° Magnesiafluatlauge, wobei pro m² Fläche 0,9 kg gebraucht wurden, weitgehende Wasserdichtheit zu erzielen ist.

Nach anderweitigen Erfahrungen ist es zweckmäßig, nach einem mindestens 3maligem Anstrich mit Magnesiafluatlauge noch einen Anstrich mit Tonerdefluatlauge zu machen, welcher stark porenschließend wirkt.

Es ist so möglich, auf etwa den 20. Teil der anfänglichen Außenporosität zu kommen, was in den meisten Fällen, besonders aber, wenn es sich, wie in dem von Grittnr angezogenen Falle, um Wände handelt, die dem Schlagregen ausgesetzt sind, vollauf genügt.

Wenn man solche Wände völlig abdichten will, was aber meist wegen der Innenfeuchtigkeit des Mauerwerks gar nicht zweckmäßig ist, so läßt sich dies leicht durch einen Wachs-, Leinöl-, Testalin- oder einen sonstigen passenden Anstrich erreichen.

Die Angabe Grittners, daß die Fluatierung zu kostspielig sei, kann nicht als zutreffend angesehen werden, denn Magnesiafluat kostet heute in Österreich höchstens 150 Kr. pro 100 kg und ein 6maliger Anstrich bei einem Verbräuche von 0,9 kg 20° Lauge mit 25% Salz stellt sich auf rund 0,34 Kr. pro Quadratmeter Fläche, wozu noch die Anstreichkosten kommen, die pro m² nicht mehr als 0,10 Kr. betragen werden.

Das von Grittnr empfohlene Abdichtungsverfahren mit Schmierseife kann sich keineswegs billiger einstellen, denn während bei der Fluatierung nur die beanspruchte Fläche imprägniert zu werden braucht, muß beim Seifenverfahren die ganze Betonmasse mit der Seifenlauge angemacht werden, wodurch unverhältnismäßig mehr Material gebraucht wird.

Grittnr selbst gibt die Kosten der Seifendichtung mit etwa 10,0 Kr. pro Kubikmeter Beton an.

Nach obiger Rechnung kostet dagegen die Fluatierung eines Betonwürfels von einem Kubikmeter Inhalt $6 \times 0,34 = 2,04$ Kr.

Ob die Imprägnierung mit Seifenlösung sich zudem, wie Grittnr anführt, für Wasserreservoir ganz besonders eignet, bleibt abzuwarten.

Es soll nur darauf verwiesen werden, daß Betonreservoir durch Wasser, welches etwas freie Kohlensäure enthält, sehr rasch zerstört werden.

Schiffner (s. Protokolle D. P. Z. F.) hat im Verlaufe Jahre dauernder Versuche am Bonner Wasserwerke in den Fluatieren vorzügliche Mittel zur Hintanhaltung solcher Zerstörungen erkannt.

Es ist jedenfalls fraglich, ob ein mit Seifenlösung angemachter und gedichteter Beton den Angriffen schwacher Säuren, wie Kohlensäure, widerstehen wird.

Nach allen bisherigen Erfahrungen sind die Fluate, in richtiger Weise angewandt, dauernd wirkende und bei den heutigen Preisen billige Mittel zur Herstellung wasserdichter Flächen und Gefäßwände, die noch den Vorteil haben, daß sie die behandelten Objekte gegen die Angriffe schwach saurer Agentien schützen.

Das von Grittnr empfohlene Seifenverfahren ist nach den vorstehenden Berechnungen keineswegs billiger als die Fluatierung.

Es hat dazu die Bedenken gegen sich, daß es den Beton gegen chemische Angriffe nicht zu schützen vermag und daß die Seife, wie andere organische Dichtungsmittel, nicht dauernd wirken kann, da erfahrungsgemäß alle organischen Dichtungsmittel sich entweder mit der Zeit verflüchtigen oder vom Wasser aufgelöst werden.

Ing. Chem. Josef Perten (Aussig).

Zuschrift von Prof. Rohland, Stuttgart.

In Nr. 1 dieser Zeitschrift findet sich eine Besprechung meines Buches vor: Der Eisenbeton, kolloidchemische und physikalisch-chemische Untersuchungen, O. Spamer, Leipzig 1912, von E. Probst, die soviel tatsächliche Unrichtigkeiten enthält, daß eine Richtigstellung dringend notwendig ist.

1. Probst behauptet: „man sieht, daß ich mich zum größten Teil mit Fragen befaßt habe, die mir als Chemiker vollkommen fern liegen müssen und über alle Fragen des Eisenbetons mich auslasse.“

Das ist total unrichtig.

Es dürfte in meinem Buche kaum eine Seite geben, auf der nicht chemische, kolloidchemische oder physikalisch-chemische Versuche und Untersuchungen in Beziehung auf den Eisenbeton dargelegt und erörtert werden.

Der Leser braucht nur einen Blick auf das Inhaltsverzeichnis zu werfen, um sich leicht davon überzeugen zu können.

2. Probst behauptet: „daß ich über solche Fragen ein Urteil abgebe, die von Theoretikern und Praktikern des Eisenbetonbaus schon lange als geklärt betrachtet werden.“

Das ist wiederum total unrichtig. Weder die richtigen Ursachen der Nichtoxydation des Eisens im Beton, seiner Rostsicherheit, noch die der Entrostung im Beton waren bekannt.

Wie ich schon im Vorwort meines Buches erwähnt habe, finden sich in dem für den Eisenbetonbau maßgebenden Handbuche vom k. k. Oberbaurat Dr. ing. von Emperger über den ersten Vorgang unrichtige Ansichten wiedergegeben, über den zweiten findet sich überhaupt nichts.

3. Probst behauptet, „daß ich von einer Adhäsionsenergie spreche, welche 40 bis 70 kg/qcm betragen soll.“

Auch das ist unrichtig.

Diese Zahl findet sich gar nicht in meinem Buche, wohl aber die Zahl 40 bis 47 kg/qcm für den Betrag der Haftfestigkeit des Eisens am Beton, wie hier so auch in dem Handbuche von Emperger angegeben ist.

Diese Haftfestigkeit ist aber auf die Kolloidstoffe des Zements und deren Adhäsion am Eisen zurückzuführen.

4. Probst behauptet: „man sollte in bezug auf meine Untersuchungen über die Haftfestigkeit und Ausdehnungsfähigkeit annehmen, daß in einem Buche vom Jahre 1912 nicht noch Ansichten vertreten werden, an die man im Jahre 1905 und 1906 nicht mehr glaubte.“

Das ist unrichtig.

Im Jahre 1905 und 1906 waren meine Untersuchungen*) über die kolloidchemische Natur des Zements, auf der die Haftfestigkeit und damit im Zusammenhange die Dehnungsfähigkeit beruht, erst im Entstehen begriffen; folglich konnte man auch im Jahre 1905 und 1906 noch nicht an diese „glauben“.

Wer sich aber für mein Buch interessiert, der sei auf seine Besprechung im „Beton und Eisen“, Heft I, 1912, S. 12 hingewiesen. Prof. Rohland, Stuttgart.

Erwiderung auf die Zuschrift von Prof. Rohland.

Ich habe diese Zuschrift von Herrn Professor Rohland veröffentlicht, nicht weil ich dadurch anderer Meinung geworden bin, sondern weil sie nach meiner Meinung nur das beweist, was ich in meiner Besprechung zum Ausdruck gebracht habe. Ich habe daher auf die verschiedenen Punkte der Zuschrift folgendes zu erwidern:

Zu Punkt 1.

Ich hebe in meiner Besprechung hervor, daß es mir fern liegt, über die Fragen zu urteilen, welche in das Fachgebiet von Professor Rohland gehören und betone dort ausdrücklich, daß ich das Urteil berufenen Fachkollegen des Verfassers überlasse. Der Hinweis auf das Inhaltsverzeichnis, das ja für eine Bücherbesprechung nicht allein maßgebend sein soll, wird auch den Leser belehren, mit welchen Fragen sich Professor Rohland beschäftigt:

Kapitel I heißt: Die Historie des Eisenbetons.

- „ II „ : Das Eisen. Beginnt mit „Oxydation des Eisens“ und endet mit „Ausdehnungskoeffizienten des Eisens“ und des Betons.
 - „ III „ : Der Zement. Konstitution des Zements. Dünnschliffe. Alit. Quellung. Freies Kalziumoxyd. Einfluß von Zusätzen auf die Abbindezeit. Die Ursachen der Einwirkung der Zusätze. Zusatz von Gips. Umschlagen der Abbindezeit.
 - „ IV „ : Der Eisenbeton. Beginnt mit „Rostsicherheit des Eisenbetons“, endet mit „Betonierungsregeln“ und „Druckfestigkeit des Eisenbetons“.
 - „ V „ : Das Verhalten des Eisenbetons gegen Flüssigkeiten aller Art usw. Beginnt mit „Säuren und sauren Salzen“, endet mit „Erdbebensichere Bauten“.
 - „ VI „ : Eisenbetonschuttmittel.
- Dies ist das Inhaltsverzeichnis, auf das Professor Rohland hinweist.

Zu Punkt 2:

Wenn ich in meiner Buchbesprechung sage, daß Professor Rohland über Fragen Urteile abgibt, die von Theoretikern und Praktikern des Eisenbetons schon lange als geklärt betrachtet werden, so bezieht sich das nicht auf die Fragen der Nichtoxydation des Eisens der Rostsicherheit und der Entrostung, mit welchen sich im übrigen auch schon die Franzosen beschäftigt haben, sondern einzig und allein auf die Fragen des Zusammenwirkens von Beton und Eisen und die Dehnungsfähigkeit von Beton und armierten Beton.

Zu Punkt 3

Der Druckfehler von 70 kg statt 47 kg hat nichts zu sagen. Die Heranziehung eines Handbuchs als Argument zur Klärung einer wissenschaftlichen Frage bleibt Sache des Einsenders. Jeder Eisenbetoningenieur wird wissen, was mit diesen Zahlen gemeint ist und ich freue mich,

*) Die Kolloidstoffe bei der Erhärtung des Zements. Tonind.-Ztg. 30. 1820 (1906).

Die Wirkungen der Kolloide bei der Erhärtung des Zements. Ztschr. f. Elektrochemie. 13. 97. (1907).

das Urteil von Professor Rohland selbst heranziehen zu können, der in einem im Märzheft dieser Zeitschrift veröffentlichten kleinen Aufsatz meiner bereits im Jahre 1905 ausgesprochenen Ansicht von Zusammenwirken des Beton und Eisen zustimmt, in welchem er ausdrücklich erklärt, daß auch er auf anderem Wege gefunden habe, das Zusammenwirken beruhe hauptsächlich auf mechanischen Ursachen.

Endlich zu Punkt 4.

Kein ernster Eisenbetonfachmann wird heute noch die sogenannten Haftfestigkeitszahlen und die größere Dehnungsfähigkeit des armierten Betons verteidigen wollen. Das sind Fragen, die geklärt sind, und Professor Rohland scheint dies auf die kolloidchemischen Fragen beziehen zu wollen, mit welchen ich mich gar nicht befäßt habe.

Im übrigen war meine Besprechung nur ein Widerspruch gegen Behauptungen von Professor Rohland und nicht in der Absicht verfaßt, dem Verfasser einen Leserkreis zu entziehen.

Ich halte es für eine Pflicht, Neuerscheinungen auf wissenschaftlichem Gebiete so zu beurteilen, wie es die wissenschaftliche Überzeugung vorschreibt, und wenn eine Kritik auch manchmal etwas schärfer ausfällt, so soll diese nicht persönlich aufgefaßt werden. Ich selbst freue mich jederzeit, wenn meine Arbeiten in sachlicher Weise besprochen werden, auch wenn die Urteile nicht nach meinem Wunsche ausfallen, denn nur durch eine ehrliche, offene Kritik kann man an seinen Fehlern lernen.

Sollte aber der Hinweis auf die Besprechung des Rohlandschen Buches in „Beton u. Eisen“, Heft I, 1912 die Zahl der Leser vermehren, so will ich dies hiermit nachholen und wünsche dem Buch recht zahlreiche Leser, die sich hoffentlich nicht durch meine Besprechung in ihrem Urteil werden beeinflussen lassen. Dr. E. Probst.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Habilitierung.

Von der Technischen Hochschule zu Darmstadt ist dem Dr.-Ing. J. Kleinogel auf Grund seiner Habilitationsschrift „Über neuere Versuche mit umschnürtem Beton“ die venia legendi für Eisenbetonbau im Hoch- und Tiefbau erteilt worden. Herr Privatdozent Dr. Kleinogel wird im kommenden Sommersemester über Silobauten, im Wintersemester über Rahmenkonstruktionen und den umschnürten Beton in Theorie und Praxis lesen.

Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau. In der am 9. d. Mts. stattgefundenen Aufsichtsratssitzung legte der Vorstand den Abschluß für das abgelaufene Geschäftsjahr vor.

Der erzielte Reingewinn beläuft sich einschließlich des Vortrages auf 530 881,72 M gegen 522 279,40 M im Vorjahre. Die Verteilung des Reingewinns wird, wie folgt, vorgeschlagen:

75 000 M sollen dem außerordentlichen Reservefonds II überwiesen werden,

wie im Vorjahre sollen 10% Dividende zur Verteilung kommen und nach Absetzung der Tantieme an den Vorstand und Aufsichtsrat und der Remuneration an die Beamten sollen 153 042,45 M (im Vorjahre 143 418,15 M) auf neue Rechnung vorgetragen werden.

Außerdem soll der Generalversammlung mit Rücksicht auf die Erweiterung des Geschäftsumfanges in den letzten Jahren und die hierdurch bedingten großen Vorräte und Außenstände eine Kapitalerhöhung von 500 000 M vorgeschlagen werden.

Es ist in Aussicht genommen, daß die neuen Aktien von einem unter Führung der Mitteldeutschen Kreditbank stehenden Bankenkonsortium zum Kurse von 135% übernommen werden mit der Verpflichtung, den Gesamtbetrag den alten Aktionären zum Kurse von 140% anzubieten.

Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.